



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE EM ÁREA DE MORADIAS
IRREGULARES NA ENCOSTA DO RIO TAQUARI NO MUNICÍPIO DE
ARROIO DO MEIO/RS**

Vanessa Hentges

Lajeado, novembro de 2018

Vanessa Hentges

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE EM ÁREA DE MORADIAS
IRREGULARES EM ENCOSTA DO RIO TAQUARI NO MUNICÍPIO DE
ARROIO DO MEIO/RS**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Taquari, como requisito para aprovação no semestre.

Orientador: Prof. Dra. Emanuele Amanda Gauer

Lajeado, novembro de 2018

Vanessa Hentges

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDE EM ÁREA DE MORADIAS
IRREGULARES EM ENCOSTA DO RIO TAQUARI NO MUNICÍPIO DE
ARROIO DO MEIO/RS**

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso – Etapa II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharela em Engenharia Civil:

Prof. Dra. Emanuele Amanda Gauer (Orientadora)
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Profa. Ma. Helena Batista Leon
Universidade do Vale do Taquari - Univates

Lajeado, novembro de 2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, aos meus pais, que com muito esforço conseguiram me proporcionar todo o necessário para cursar uma graduação. Também gostaria de agradecer pela ajuda durante o trabalho de conclusão e apoio em momentos difíceis, sem medir esforços. Sem vocês nada disso seria possível.

Da mesma forma, ao Gilberto, por toda ajuda e paciência nos dias difíceis. Seu apoio tornou a caminhada menos complicada, muito obrigada!

Aos meus grandes mestres da graduação que se esforçam diariamente para passar todo seu conhecimento a nós, alunos. Vocês merecem todo respeito e admiração.

Agradeço ao Latec pelo apoio nos ensaios de caracterização de solo. Também ao Laboratório de Solos da Unisc por disponibilizar o equipamento de ensaio de cisalhamento direto e por toda ajuda oferecida pelos laboratoristas Rafael Henn e Henrique Eichner durante os ensaios.

Em especial, agradeço à minha orientadora Emanuele, que sempre soube me guiar quando os caminhos pareciam confusos. Todo seu apoio e dedicação foram essenciais do início ao fim do trabalho. Tens minha admiração como pessoa e profissional.

RESUMO

A construção de habitações em áreas ribeirinhas há muito era comum, porém os planos diretores das cidades acabaram proibindo as mesmas nestes locais por saber-se da instabilidade que o solo pode apresentar nos mesmos. Esta pesquisa busca apresentar o andamento da investigação da estabilidade de um talude localizado na beira do Rio Taquari, na cidade de Arroio do Meio/RS, onde encontram-se construídas casas que podem ser destruídas na hipótese do colapso do talude. Buscou-se amostras deformadas e indeformadas do solo no local, o que possibilitou a análise do solo que forma o talude por meio de ensaios de laboratório e ensaio de cisalhamento direto. Estes dados foram informados no *software* SLOPE/W da GeoStudio para determinação do Fator de Segurança (FS) por meio dos métodos de equilíbrio limite. Foram analisados os FS para diferentes níveis de água (NA) do Rio Taquari e comparados com os valores indicados como seguros por norma brasileira. Os resultados permitiram verificar que o talude com umidade natural possui FS em torno de 1,7 considerado seguro, porém com o solo saturado e o NA acima do normal, seu FS diminui consideravelmente. Quando o NA está 3,5 metros acima do nível normal do Rio Taquari, o FS cai para 1; para 0,8 quando NA está 7 metros acima do nível normal e aproximadamente 0,7 quando o NA está no nível das moradias, a 11 metros, todos valores abaixo do indicado pela norma. Dessa forma, pôde-se afirmar que o talude coloca em risco a segurança das residências construídas no local em períodos de grande precipitação pluviométrica. Além disso, foram indicadas algumas possibilidades de estabilização do talude, como a plantação de espécies de vegetação que aumentam a estabilidade do talude com a implantação de drenagem eficiente no local ou a construção de muro reforçado com fibras poliméricas.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Terminologias adotadas usualmente para taludes	23
Figura 2 – Quedas de blocos por descalçamento	24
Figura 3 – Quedas de blocos por tombamento.....	24
Figura 4 – Avanço do processo erosivo.....	25
Figura 5 – Tipos de ruptura de taludes	28
Figura 6 – Esquema do método de Fellenius.	30
Figura 7 – Esquema do método de Bishop simplificado	31
Figura 8 – Esquema do método de Spencer	33
Figura 9 – Esquema do método de Janbu.....	35
Figura 10 – Gráfico do fator de correção do Método de Janbu	36
Figura 11 – Forças atuantes na fatia pelo método de Morgenstern e Price .	37
Figura 12 – Ruptura na margem do Rio Nicolet, no Canadá	39
Figura 13 – Escorregamento do Monte Serrat em 1928.....	40
Figura 14 – Deslizamentos Região Serrana Rio de Janeiro em 2011	41
Figura 15 – Seção transversal de cortina atirantada	43
Figura 16 – Seção transversal de muro de solo reforçado com geossintéticos	44
Figura 17 – Apresentação do talude.....	45
Figura 18 – Localização do Rio Taquari e da cidade de Arroio do Meio/RS....	46
Figura 19 – Altimetria do local do talude.....	47
Figura 20 – Localização do talude na cidade de Arroio do Meio	48
Figura 21 – Talude com moradias atingidas caso rompa	48
Figura 22 – Residências que podem ser diretamente afetadas.....	49
Figura 23 – Talude com alta declividade e presença de vegetação	50

Figura 24 – Coleta da amostra do solo deformada.....	51
Figura 25 – Coleta de amostras indeformadas do solo	52
Figura 26 – Amostra no agitador mecânico e submetido à bomba de vácuo.....	57
Figura 27 – Limites correspondentes ao estado aparente do solo	58
Figura 28 – Realização do ensaio de Limite de Liquidez.....	59
Figura 29 – Realização do ensaio de Limite de Plasticidade.....	61
Figura 30 – Classificação SUCS para grupo de solo.....	63
Figura 31 – Diagrama de ensaio de cisalhamento direto.....	66
Figura 32 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto	67
Figura 33 e 34 – Amostra de solo após cisalhamento direto nas umidades de campo e saturadas.	68
Figura 35 – Interface GeoSlope.....	69
Figura 36 – Geometria do talude na condição normal do rio	74
Figura 37 – Quatro situações do nível do rio utilizadas no <i>software</i>	74

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva granulométrica do solo	55
Gráfico 2 – Teor de umidade pelo número de golpes.....	59
Gráfico 3 – Tensão cisalhante x deslocamento horizontal - umidade natural	70
Gráfico 4 – Tensão cisalhante x deslocamento horizontal – solo saturado	71
Gráfico 5 – Envoltória de resistência ao cisalhamento – umidade natural....	71
Gráfico 6 – Envoltória de resistência ao cisalhamento – solo saturado.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de Segurança (FS)	27
Tabela 2 – Classificação das partículas.	53
Tabela 3 – Porcentagem passante em cada peneira.	54
Tabela 4 – Composição granulométrica do solo.....	55
Tabela 5 – Limite de Plasticidade	61
Tabela 6 – Classificação dos solos em função da plasticidade	62

Tabela 7 – Índice de Plasticidade	62
Tabela 8 – Terminologia do Sistema Unificado pelo tipo de sol	64
Tabela 9 – Terminologia do Sistema Unificado pelo complemento do solo..	64
Tabela 10 – Esquema de classificação AASHTO ou HRB	65
Tabela 11 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e os parâmetros de resistência do solo - condição umidade natural	72
Tabela 12 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e os parâmetros de resistência do solo - condição solo saturado	73
Tabela 13 – Fator de segurança obtido	75

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

HRB - *Highway Research Board*

NBR – Norma Brasileira

SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos

USACE – United States Army Corps of Engineers

b – Base da fatia

c' - Coesão

EI - Força horizontal entre fatias lateral esquerda

Er - Força horizontal entre fatias lateral direita

FS – Fator de Segurança

FSi – Fator de Segurança suposto

FSf – Fator de Segurança com relação às forças

IP – Índice de Plasticidade

k – Coeficiente sísmico

l – Comprimento do arco na base da fatia

L – Linha de força

LC – Limite de Contração

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

N – Força normal na base da fatia

NA – Nível de água

u - Poropressão

W – Peso da fatia

λ - Coeficiente determinado por processo iterativo

m_α - Medida condicionada ao valor de F_s

n_α - Medida condicionada à geometria da fatia

α - Inclinação da base da fatia com a horizontal

φ' - Ângulo de atrito interno

ω - Ângulo da linha horizontal com a de carga

f_o - Fator de correção

δ - Massa específica real dos grãos

δT - Massa específica da água

σ - Tensão normal no plano de ruptura

τ_r - Força resistente ao cisalhamento

τ_d - Força solicitante

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Tema	14
1.1.1 Delimitação do tema.....	14
1.2 Questão da pesquisa	14
1.3 Hipótese	15
1.4 Objetivos	15
1.4.1 Objetivo geral	15
1.4.1 Objetivos específicos.....	15
1.5 Estrutura do trabalho	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1 Aspectos gerais de geologia.....	17
2.2 Estudo de solo.....	18
2.2.1 Perfil de solo	18
2.3 Permeabilidade e percolação	19
2.4 Estado de tensão do solo	19
2.4.1 Resistência ao cisalhamento	21
2.4.1.2 Ensaio de compressão triaxial.....	22
2.5 Taludes.....	22
2.5.1 Movimentos de massas	23
2.5.2 Análise da estabilidade.....	26
2.5.2.1 Fator de segurança	26
2.5.2.2 Métodos analíticos	27

2.5.2.2.1 Métodos de equilíbrio limite	28
2.5.2.2.1.1 Método de Fellenius	29
2.5.2.2.1.2 Método de Bishop Simplificado	31
2.5.2.2.1.3 Método de Spencer	33
2.5.2.2.1.4 Método de Janbu	34
2.5.2.2.1.5 Método de Morgenstern e Price	37
2.6 Casos históricos	38
2.7 Métodos de estabilização de taludes.....	41
2.7.1 Estabilização sem elementos de contenção	42
2.7.2 Estabilização com elementos de contenção.....	42
 3 MATERIAIS E MÉTODOS	 45
3.1 Talude estudado	45
3.2 Caracterização do solo	50
3.2.1 Coleta de amostra deformada e indeformadas do solo	51
3.2.2 Ensaio de granulometria.....	52
3.2.2 Massa específica	56
3.2.3 Limites de consistência	57
3.2.3.1 Limite de liquidez	58
3.2.3.2 Limite de plasticidade	60
3.2.3.3 Índice de plasticidade	61
3.2.4 Classificação dos solos.....	62
3.2.4.1 Sistema de classificação SUCS	63
3.2.4.2 Sistema de classificação AASHTO ou HRB	64
3.3 Ensaio de cisalhamento direto.....	65
3.4 Análise da estabilidade.....	68
 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	 70
4.1 Ensaio de cisalhamento direto.....	70
4.2 Análise de estabilidade.....	73
4.3 Estabilização do talude.....	76
4.4 Entrevista com moradores	Erro! Indicador não definido.
 5 CONCLUSÃO	 78

REFERÊNCIAS.....	80
APÊNDICE.....	86
APÊNDICE A – Fatores de segurança gerados pelo <i>software</i> GeoStudio, análise SLOPE/W, para a situação normal do rio.....	86
APÊNDICE B – Fatores de segurança gerados pelo <i>software</i> GeoStudio, análise SLOPE/W, para o rio na situação de 3,5 m de elevação.	89
APÊNDICE C – Fatores de segurança gerados pelo <i>software</i> GeoStudio, análise SLOPE/W, para o rio na situação de 7 m de elevação.	92
APÊNDICE D – Fatores de segurança gerados pelo <i>software</i> GeoStudio, análise SLOPE/W, para o rio na situação de 11 m de elevação, atingindo as residências. ..	95

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que o início da civilização começou na beira de rios para facilitar o uso da água, seu consumo próprio, para irrigação de plantações e também para o transporte, que era feito em sua grande maioria pelos rios. Dessa forma, as cidades foram crescendo primeiramente na beira do rio e, após os transportes serem feitos via estradas, começaram a migrar para locais longe de enchentes. Por consequência, as áreas ribeirinhas foram sendo desvalorizadas e apossadas pela parte mais desfavorecida da sociedade.

De acordo com Massad (2010), estas encostas naturais têm causado muitos problemas para a sociedade brasileira. Ocorreram muitas tragédias com moradores de periferias e também rupturas de taludes nas estradas, causadas por chuvas prolongadas e de grande intensidade.

As forças de gravidade somadas ao escoamento podem afetar a estabilidade dos taludes caso tenham força maior que a resistência ao cisalhamento do solo existente na base do talude, causar o desprendimento do solo e logo após romper parte do mesmo. Porém, em áreas não ocupadas, o escorregamento das massas do solo pode apenas representar a degradação natural da superfície terrestre (BARNES, 2016).

A estabilidade de taludes, causadora de grandes problemas, conforme Oliveira *et. al.* (1998), possui extenso desenvolvimento técnico-científico e envolve várias grandes áreas, entre elas: construção e recuperação de obras civis, exploração mineral e consolidação de ocupações urbanas em áreas de encostas.

Desta forma, percebe-se sua grande importância em nossa sociedade, e vê-se que a instabilidade de um talude pode causar perdas de incontáveis vidas. Sabendo disso, este trabalho busca investigar a estabilidade de um talude localizado na beira do Rio Taquari, na cidade de Arroio do Meio/RS, onde encontram-se construídas algumas casas que podem ser destruídas juntamente com as pessoas que ali residem caso haja um colapso do talude.

1.1 Tema

Este trabalho tem como tema a análise da estabilidade de um talude.

1.1.1 Delimitação do tema

O estudo deste trabalho foi delimitado na análise de um talude, localizado Vale do Taquari, no município de Arroio do Meio/RS, na beira do Rio Taquari. A busca de amostras no local possibilitou a análise do solo que forma o talude por meio de ensaios de laboratório. Estes dados foram informados no *software* SLOPE/W para determinação do Fator de Segurança por meio dos métodos de equilíbrio limite apresentados na revisão bibliográfica. Através disso, pôde-se verificar a estabilidade do mesmo.

Este trabalho busca analisar o solo do talude exposto através de ensaios de caracterização das amostras, não sendo verificadas camadas inferiores com qualquer outro ensaio. Outros *softwares* não foram ocupados para verificar a análise do talude.

1.2 Questão da pesquisa

O talude corre o risco de ruir, colocando a vida dos habitantes próximos ao local em perigo?

1.3 Hipótese

A encosta do rio apresenta características de instabilidade e pode romper em períodos chuvosos, gerando graves consequências para as pessoas que residem no local.

1.4 Objetivos

A análise da estabilidade de um talude e possíveis formas de evitar sua ruptura fazem parte dos objetivos desta pesquisa. A seguir estão dispostos os objetivos geral e os específicos.

1.4.1 Objetivo geral

Analisar a estabilidade de um talude localizado no Vale do Taquari, na cidade de Arroio do Meio/RS, assim como indicar soluções para mantê-lo em equilíbrio, evitando sua ruptura.

1.4.1 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

I – Obter informações sobre as características do solo do local através de ensaios de caracterização do solo em laboratório;

II – Realizar análises e avaliar resultados através de diferentes métodos da literatura;

III – Analisar se o talude se encontra estável para diferentes alturas do Rio Taquari, com a ajuda de *software*;

IV – Analisar o risco de ruptura do talude.

1.5 Estrutura do trabalho

Este trabalho divide-se em seis capítulos principais, que representam as etapas em que o trabalho foi realizado: introdução, revisão bibliográfica, materiais e métodos, resultados e discussão e conclusões.

A revisão bibliográfica buscou a obtenção de informações relacionadas à instabilidade de solos e taludes, que tem função essencial, com o objetivo de proporcionar embasamento científico e adequada compreensão sobre o tema.

O terceiro capítulo buscou apresentar o talude com problema de instabilidade e sua localização, assim como as informações sobre os ensaios de laboratório realizados para conhecimento das informações do mesmo, referente às coletas de amostras deformadas e indeformadas buscadas no local. Ainda, o mesmo capítulo, identificou o *software* utilizado que permitiu a simulação de estabilidade do talude com base nos conceitos estudados e apresentados na revisão bibliográfica.

O quinto capítulo apresenta os resultados obtidos através do *software*, as simulações de estabilidade e discussão sobre algumas possíveis soluções para evitar a ruptura do talude.

Por fim, as conclusões baseadas nos resultados dos ensaios, coleta de informações e análise da estabilidade, exprimindo as considerações finais do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Aspectos gerais de geologia

De acordo com Das (2011) solos derivam da erosão das rochas, e suas propriedades físicas provém dos minerais que constituem suas partículas. Normalmente elas são divididas em ígneas, metamórficas e sedimentares.

O solo provém da decomposição da crosta terrestre, que a partir de processos físicos, químicos e biológicos se transformam em partículas menores, resultando nos mais variados tipos de solos existentes. Águas de rios e riachos, ondas do mar, ventos e geleiras são exemplos de agentes mecânicos que desgastam as rochas, transformando-as em solo. A mudança de temperatura causa pequenas aberturas que permitem a entrada de água e resíduos da fauna e flora, causando mudança química dos minerais (PINTO, 2006).

Barnes (2016) citou as principais categorias dos solos naturais:

- a) aterros: camada depositada sobre o solo natural, que pode ser de material ideal para o mesmo e feito em camadas compactadas ou formado por rejeitos de escavação, lixo doméstico e outros, sem qualquer preocupação de qualidade;
- b) solos orgânicos: provém da decomposição de animais e plantas. Possuem cor cinza ou cinza-escuro e odor característico, que se intensifica em temperaturas mais altas;

c) solos vulcânicos: possuem baixa densidade, suas partículas maiores são nomeadas de pedra-pome, possuem cor clara e pequenas bolhas vesiculares, ou como escória, de cor escura, pesada e com vesículas maiores.

2.2 Estudo de solo

Para Caputo (2008) denomina-se rocha apenas materiais consistentes, rígidos e maciços. Materiais com mais de um metro de diâmetro, dá-se o nome de bloco de rocha; entre um metro e 25 centímetros, matacão; entre 25 centímetros e 76 milímetros, pedra. O restante, que cobre as rochas, chama-se solo e é denominado como manto de intemperismo pelos geólogos.

2.2.1 Perfil de solo

Oliveira *et. al.* (1998) afirma que o perfil de um solo é composto por diversas camadas horizontais, que possuem características morfológicas, químicas, físicas, biológicas e mineralógicas bem definidas. O estudo do solo para conhecer gênese, classificação e distribuição geográfica chama-se Pedologia, que também distinguem as camadas e horizontes pelas letras maiúsculas: O, H, A, E, B, C, F e R. O autor ainda justifica cada perfil:

- a) O: camada orgânica superficial composto por resquício vegetal e matéria húmica acumulada sobre a superfície em locais onde a drenagem flui;
- b) H: camada orgânica formada da aglomeração de resíduos e matéria húmica, em locais que possuem água empoçada por longo intervalo de tempo;
- c) A: camada mineral superficial ou inferior à camada O ou H, com inclusão de substância orgânica mineralizada. Possui maior atividade biológica e apresenta coloração escura advinda da substância orgânica;
- d) E: camada mineral, normalmente localizada abaixo da camada A, que se distingue pela cor menos escura, consequência da remoção de argilominerais, compostos de ferro, alumínio ou composto orgânico, que

resulta em acúmulo de minerais resistentes, como quartzo, em forma de areia e silte;

- e) B: camada mineral subsuperficial, frequentemente localizada abaixo da camada A ou E. Considera-se a camada com o diagnóstico com mais importância na distinção das classes de solo, pois resulta de transformações salientes do composto originário;
- f) C: camada mineral formada a partir de rochas ígneas, metamórficas, sedimentares ou de detritos de natureza mineralógica e textural diversos;
- g) F: camada composta de mineral consolidado, que normalmente se localiza abaixo dos perfis A, E ou B. Possui muitos compostos de ferro ou ferro e alumínio e poucos compostos orgânicos;
- h) R: Camada composta de material sólido, correspondente ao substrato rochoso, composto por rocha sã ou alterada.

2.3 Permeabilidade e percolação

A água tem ampla influência na investigação da estabilidade dos solos, pois ocupa os vazios do solo, o que interfere diretamente no contato de suas partículas, gerando movimentações e exercendo forças que influenciam o estado de tensão do maciço. A movimentação do solo varia conforme a existência de pressão na água, e o mesmo pode ser afetado de forma positiva ou negativa (GERSCHOVICH, 2012).

A condutividade hidráulica dos solos depende de vários fatores: viscosidade do fluido, distribuição do tamanho dos poros, distribuição granulométrica, índice de vazios, rugosidade das partículas minerais e grau de saturação do solo. Em solos argilosos, a estrutura tem função importante na condutividade hidráulica. Outros fatores importantes que afetam a permeabilidade das argilas são a concentração iônica e a espessura das camadas de água retidas nas partículas argilosas (DAS, 2011, p. 147).

2.4 Estado de tensão do solo

Além da força gravitacional, outras forças, denominadas forças superficiais, atuam na parte superior do solo. A área da superfície afetada define a amplitude da

força superficial. Se uma força age de forma perpendicular ao plano, chama-se força normal. Se age de forma paralela ao plano, chama-se força de cisalhamento, e é o causador do rompimento dos materiais (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

O volume do solo pode variar conforme a recolocação das partículas enquanto se movimentam, modificando as forças entre as mesmas. A compressão do solo depende diretamente das partículas sólidas e do índice de vazios (e). Há sempre a possibilidade de diminuição de volume nos solos secos ou não totalmente saturados, nos espaços vazios, onde o ar será comprimido (KNAPETT; CRAIG, 2018).

Os solos possuem boa resistência à compressão, porém pouca resistência à tração e ao cisalhamento. Quando há deslizamento de parte de um maciço sobre uma zona de apoio fixa, diz-se que ocorreu a ruptura de um solo por cisalhamento. A mesma ocorre quando a tensão normal (σ) e a tensão de cisalhamento (τ) somadas são superiores à resistência ao cisalhamento do solo (SANTOS; DAIBERT, 2014). A resistência ao cisalhamento é obtida pela equação de Coulomb, conforme equação 1.

$$\tau_r = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

Onde, τ_r = resistência ao cisalhamento

c = coesão

σ = tensão normal no plano de ruptura

φ = ângulo de atrito interno

De acordo com Caputo, Caputo e Rodrigues (2017), quando o solo entra na condição de submersão, a água separa cada partícula do solo e transmite pressões em todas direções, o que resulta em partículas com resultantes nulas. Como resultado, inibe-se a movimentação dos grãos, o que é chamado de pressão neutra ou poropressão. Sendo assim, para a resistência ao cisalhamento, a poropressão deve ser diminuída da pressão neutra, e o resultado é denominado de pressão efetiva. Além disso, a coesão do solo também varia e deve ser substituída pelo teor de umidade do solo $f(w)$, conforme equação 2.

$$\tau_r = f(w) + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi' \quad (2)$$

Onde, $f(w)$ = teor de umidade

u = poropressão

φ' = ângulo de atrito interno efetivo

Gerschovich (2012) diz que, para que os carregamentos e descarregamentos sejam realizados sem gerar instabilidades, a capacidade dos grãos dos solos deve resistir aos esforços de cisalhamento. Para isso, o solo necessita de dois fatores: resistência entre partículas e imbricamento. O primeiro depende do atrito entre grãos e da ligação físico-químicas de partículas. O segundo é atribuído aos arranjos entre partículas, que podem elevar a resistência do solo. A força horizontal (Th) resulta da força vertical (Nv) multiplicado pelo ângulo de atrito interno do solo (φ), conforme equação 3.

$$Th = Nv.tg \varphi \quad (3)$$

Onde, Th = força horizontal

Nv = força vertical

φ = ângulo de atrito interno do solo

2.4.1 Resistência ao cisalhamento

Além dos ensaios de solos de aplicação geral, para o estudo de taludes é necessária a determinação de resistência ao cisalhamento (equação 2 e 3), coesão e ângulo de atrito do solo. Oliveira *et. al.* (1998) explica que os ensaios mais frequentes para a determinação desses valores são os ensaios de cisalhamento direto e axial, que buscam determinar as propriedades do solo em relação à estabilidade do mesmo.

Craig (2007) coloca que as rupturas dos solos ocorrem após a tensão de cisalhamento máxima que o solo pode suportar ser superado. Os ensaios de cisalhamento direto e triaxial verificam a resistência ao cisalhamento do solo, que definem a carga máxima e a carga de ruptura.

2.4.1.1 Ensaio de compressão triaxial

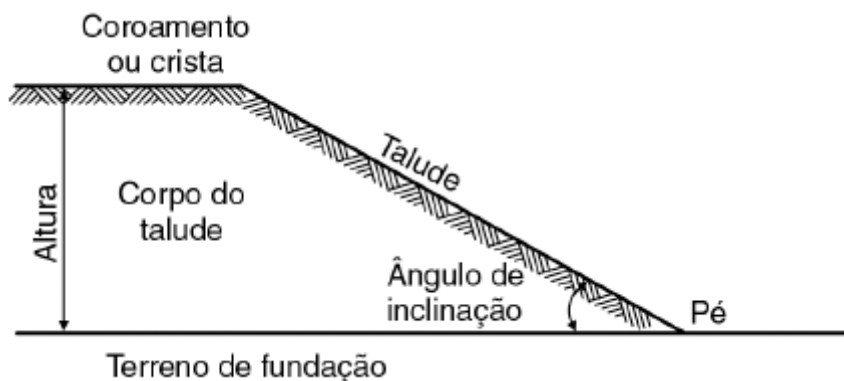
Craig (2011) afirma que o aparelho de ensaio triaxial foi criado em 1930 e substituiu o ensaio de cisalhamento direto em laboratórios comerciais. Neste ensaio também se aplicam tensões de cisalhamento no solo, porém em amostras cilíndricas, variando as tensões principais σ_1 e σ_3 . Normalmente se mantém a pressão da célula triaxial constante e aumenta-se a tensão axial até romper.

Para o ensaio, coloca-se uma amostra de solo cilíndrica dentro de uma câmara cilíndrica de ensaio, que é preenchida com água para provocar pressão de confinamento no corpo de prova, que atua em todas direções, conforme Viecili (2003). O autor ainda coloca que deve-se aplicar uma tensão axial por meio de um pistão para provocar ruptura no solo, que pode ser realizado de duas formas: ensaio de carga controlada, onde aplica-se as forças no pistão para introduzir na câmara, ou o ensaio de deformação controlada, que aplica a força na câmara que move para cima até ser introduzida no pistão. Um anel dinamométrico ou célula de carga é fixada à haste para a medição da carga axial.

2.5 Taludes

Gerschovich (2012) define que taludes são superfícies de maciço de solo ou rochas inclinadas, que podem ser naturais, normalmente chamados de encostas, ou construídos, como aterros e cortes. As terminologias adotadas usualmente são apresentadas na figura 1.

Figura 1 – Terminologias adotadas usualmente para taludes



Fonte: H. Caputo, A. Caputo e Rodrigues (2017, p. 379).

Os taludes naturais se formam naturalmente através de erosões ou outros processos da natureza, após longo tempo. Barnes (2016) explica que se o talude for composto por solos que resistem à força de gravidade ele permanecerá estável, sem movimentação da massa de solo.

Em todas épocas e em todos locais do mundo ocorreram inúmeros escorregamentos de encostas, o que demonstra a importância desse estudo. Como acidentes mais recentes, o sul e sudeste brasileiro têm sofrido grandes proporções de chuvas intensas e prolongadas, que resultaram em acidentes no ano de 2008 em Santa Catarina, em 2009 em Santa Catarina e no Paraná, e em 2010 tragédias em São Paulo, Rio de Janeiro e Angra dos Reis, com enchentes relacionadas a escorregamentos de encostas. Centenas de vidas foram perdidas nesses desastres, além de grandes danos materiais (CAPUTO, H.; CAPUTO, A.; RODRIGUES, 2017).

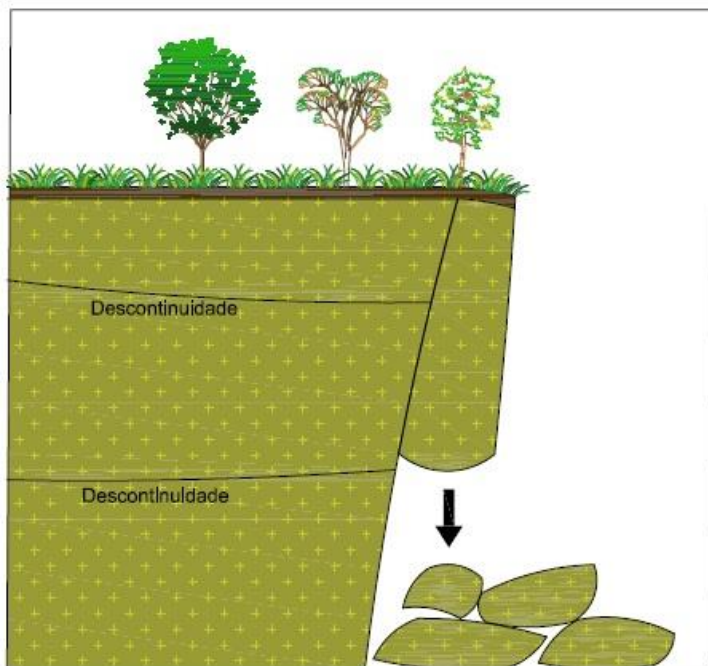
2.5.1 Movimentos de massas

Movimentos de massa são deslocamentos de certa quantidade de solo, normalmente remetidos a problemas de instabilidade de encostas. Gerschovich (2012) classifica os tipos de deslocamentos em: subsidências, escoamentos, erosão e escorregamentos.

Subsidências são descritos pela autora como correspondentes a deslocamento vertical, contínuo ou instantâneo, que é dividido em quedas, como descalçamentos (FIGURA 2) e tombamentos (FIGURA 3), e afundamentos de camadas e recalques. A

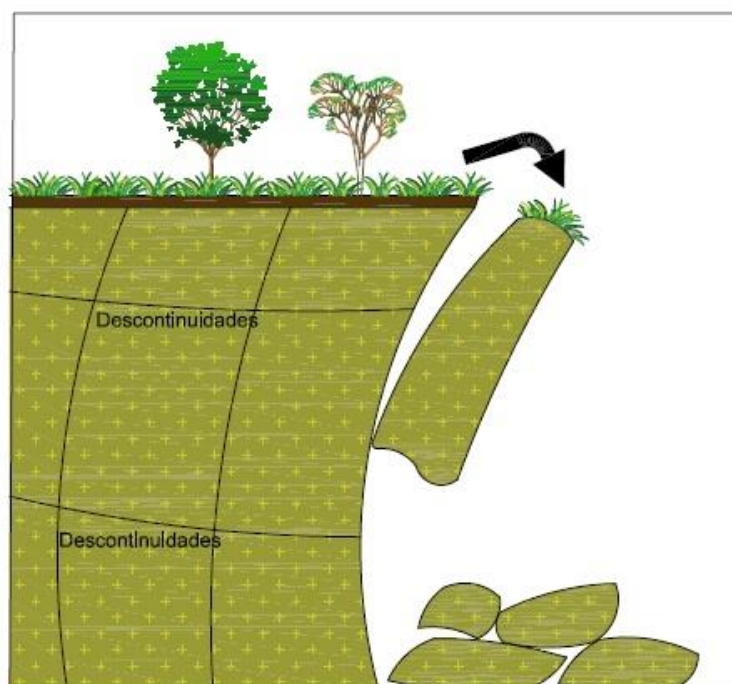
autora ainda aponta que as quedas são bruscas e com velocidade alta, normalmente causadas pela formação de blocos que fraturam. Os afundamentos e recalques, por envolverem colapso da superfície, também se enquadram como subsidências, mas não estão associados aos taludes.

Figura 2 – Quedas de blocos por descalçamento



Fonte: da autora (2018)

Figura 3 – Quedas de blocos por tombamento

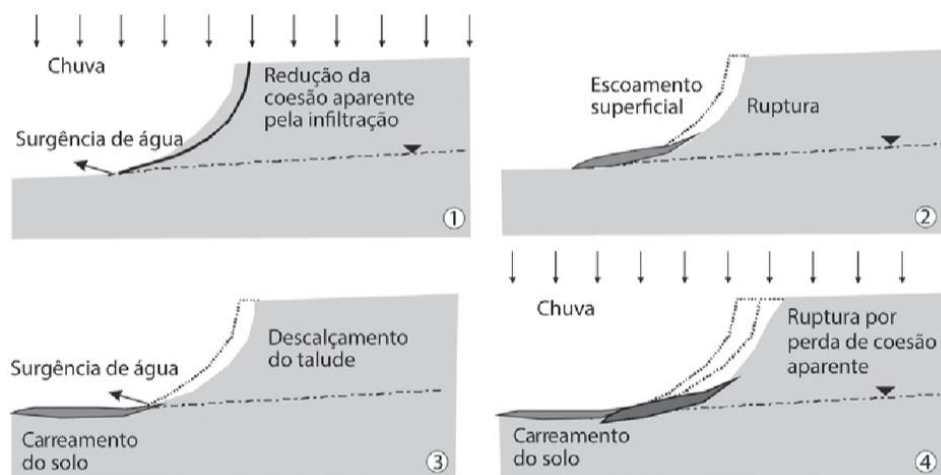


Fonte: da autora (2018)

Escoamentos não se relacionam com velocidade, mas sim a movimentos contínuos, sem necessidade de ter deslocamento definido. Se for vagaroso, denomina-se rastejo, e se for veloz, denomina-se corrida. O rastejo não possui área de ruptura bem definida e é causado pela gravidade combinada com umidade e mudança de temperatura. A corrida ocorre em velocidade superior a 10 km/h com comportamento fluido e é causada pela perda de resistência do solo local.

A erosão do solo, de acordo com Silva e Tadra (2017), é aplicada aos processos que influenciam na desagregação do solo e rochas, além do transporte dos sedimentos para locais mais baixos. As erosões costeiras representam um processo natural, que a partir de fenômenos e processos dinâmicos alteram conjuntos estáveis e podem levar populações a situações de risco.

Figura 4 – Avanço do processo erosivo



Fonte: Gerschovich (2012)

Lepsch (2010) ainda complementa afirmando que o clima afeta diretamente na erosão, principalmente relacionado à intensidade, quantidade e distribuição de chuvas. Durante as enxurradas, a declinação do solo influencia na quantidade de partículas a serem arrastadas superficialmente. Diz-se que as regiões montanhosas são mais suscetíveis à erosão pelo fato de levarem a água a maiores velocidades e resistirem menos ao escoamento da água.

Escorregamentos possuem plano estrutural bem definido e distingue facilmente o material movimentado daquele que não deslizou. O movimento ocorre em superfície

definida paralela ao declive, em uma junta, falha ou plano de acamamento. Ocorre normalmente com superfícies que possuem solo argiloso (ROSSI, 2016).

2.5.2 Análise da estabilidade

A análise da estabilidade de taludes busca identificar se a encosta se encontra próxima à ruptura e, caso positivo, quantificar quão próxima está. A mesma é de grande importância para determinar se um talude é seguro ou não. O desenvolvimento da informática permitiu o desenvolvimento de programas para fazer a análise da estabilidade dos mesmos pelos métodos desenvolvidos anteriormente (OLIVEIRA *et. al.*, 1998)

Os métodos para análise da estabilidade dos taludes são parecidos, de acordo com Fernandes (1998), e baseiam-se na base de encostas com possibilidade de escorregamento, onde a relação das forças solicitantes com as forças de resistência ao cisalhamento, definido pelo fator de segurança F_s , deve ser maior que um.

A maioria dos programas são baseados em métodos de equilíbrio limite para modelos de duas dimensões, salvo alguns permitirem modelos de três dimensões. Outros utilizam o método dos elementos finitos e possibilitam avaliação mais precisa das tensões e deformações dos materiais estudados (YOMURA; DYMINSKI, 2009).

2.5.2.1 Fator de segurança

O fator de segurança (F_s), para Tabalipa e Fiori (2008), é o resultado da razão das forças solicitantes (τ_d) e as forças resistentes ao movimento (τ_r), conforme equação 4. Determina o grau de estabilidade de uma encosta e a superfície de ruptura crítica, quando for mínimo.

$$F_s = \frac{\tau_r}{\tau_d} \quad (4)$$

Onde, F_s = fator de segurança

τ_r = forças resistentes

τ_d = forças solicitantes

Quando F_s for menor que um, significa que o talude é instável, já que as forças solicitantes são superiores que às de resistência. Porém, quando F_s for menor que um, indica que o talude se apresenta estável.

A NBR 11682 (ABNT, 2009) determina o fator de segurança a ser adotado de acordo com incertezas naturais e classifica-o em baixo, médio e alto. O F_s mínimo deve obedecer a critérios que evitem danos materiais, ambientais e contra a vida humana, conforme tabela 1.

Tabela 1 - Fator de Segurança (F_s)

	Fs para danos materiais e ambientais			Fs para danos à vida humana		
		Alto	Médio	Baixo		
Alto		1,5	1,5	1,4		
Médio		1,5	1,4	1,3		
Baixo		1,4	1,3	1,2		

Fonte: Adaptado de NBR 11682 (ABNT, 2009)

2.5.2.2 Métodos analíticos

Os métodos analíticos utilizam o equilíbrio-limite e determinam a estabilidade do talude pelo F_s . Eles determinam, através de métodos numéricos, as tensões do talude e sua distribuição, para estipular a forma geométrica da superfície de ruptura e após avaliar a estabilidade da encosta (OLIVEIRA *et. al.*, 1998).

A análise determinística é dividida em dois grupos, o primeiro englobando métodos baseados em análise de deslocamentos, e o segundo englobando métodos baseados em estado de equilíbrio limite. O primeiro grupo não será tratado neste trabalho.

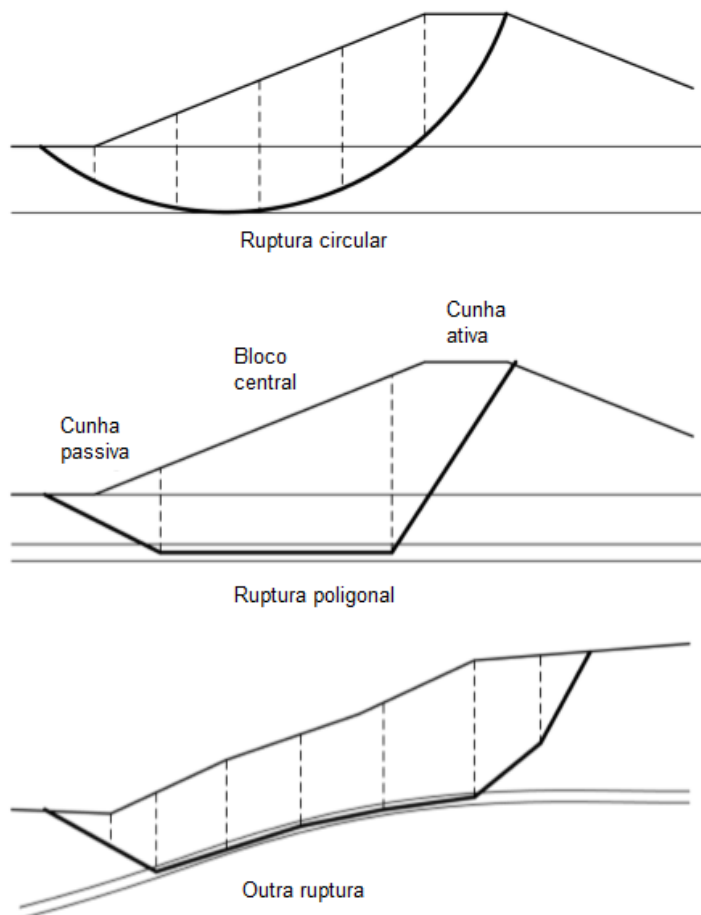
2.5.2.2.1 Métodos de equilíbrio limite

Para Tonus (2009), os métodos de equilíbrio limite consideram que há equilíbrio na massa do solo, considerada como corpo rígido, com grande chance de escorregamento. Por causa de sua fácil aplicação e ampla utilização durante muitos anos, os métodos de equilíbrio limite são utilizados frequentemente.

Ainda, são embasados na aplicação do equilíbrio estático em um solo instável, com superfície de ruptura poligonal, circular ou de outra forma, conforme figura 5. Os métodos admitem as seguintes hipóteses (SANTOS, 2014):

- a) superfície e mecanismo de ruptura pré-determinados;
- b) solo com comportamento rígido-plástico;
- c) o mesmo F_s em toda superfície de ruptura.

Figura 5 – Tipos de ruptura de taludes



Fonte: adaptado pela autora de USACE (2003, p. 63)

Uma das maiores deficiências dos métodos é o fato de não considerarem o comportamento tensão-deformação do solo. Porém, ao ser usado o método dos elementos finitos para análise, essa deficiência é superada, tornando a condição de equilíbrio limite considerável para a avaliação das forças atuantes e resistentes (BRITO, 2003).

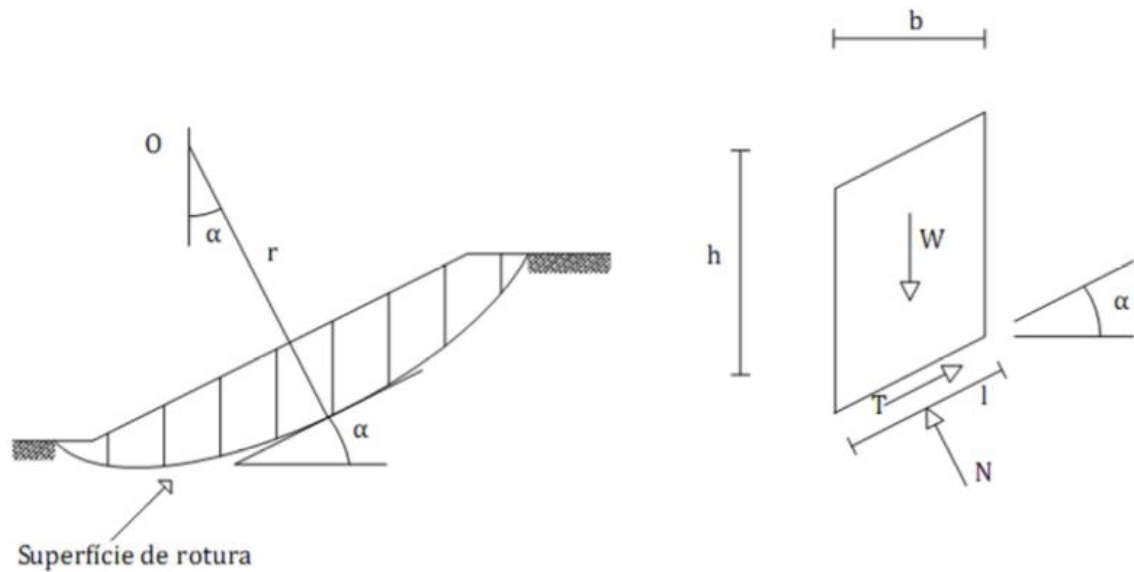
Santos (2014) esclarece que essa análise gera mais incógnitas do que equações. Como solução, diversos estudiosos criaram métodos para resolução do sistema de equações, o que simplificou e solucionou as incógnitas geradas pelo método. Todos os métodos foram criados respeitando as hipóteses citadas anteriormente.

2.5.2.2.1.1 Método de Fellenius

Conforme Tonus (2009), o Método de Fellenius, também conhecido como Método Ordinário das Fatias, foi desenvolvido pela Comissão Sueca de Geotecnia e melhorado por Fellenius. É considerado bastante simples pelo fato de desprezar as forças normais e cisalhantes das laterais das fatias. O mesmo foi desenvolvido para admitir superfícies de ruptura circular e, para o cálculo de F_s , considera o equilíbrio de momentos em torno da superfície de ruptura.

Supõe-se que a superfície de ruptura é um arco circular e a massa de solo acima da superfície é dividida em planos verticais em uma série de fatias, conforme figura 6. Admite-se o mesmo coeficiente de segurança para todas as fatias considerando que haja uma sustentação mútua entre as fatias, conforme Craig (2018).

Figura 6 – Esquema do método de Fellenius



Fonte: Freitas (2011, p. 8)

Na figura 6, pode-se visualizar que se admite que a superfície de deslizamento é um arco, com circunferência de raio r e de centro O , que é o equilíbrio de rotação. Ainda na figura, N e T representam a força normal e tangencial, respectivamente, h é a altura da fatia, b sua largura, W seu peso, l o comprimento do arco na base da fatia e α a inclinação da base da fatia com a horizontal.

O F_s é calculado com os parâmetros de cada fatia, conforme equação 6. Conhecidos os valores de c' e φ' , determina-se a altura h , a largura b , o peso W , o comprimento do arco na base da fatia l , e a inclinação da base da fatia com a horizontal α .

$$F_s = \frac{c' \cdot l + \tan \varphi' \cdot \sum (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5)$$

Onde, F_s = fator de segurança

c' = coesão

l = comprimento do arco na base da fatia

φ' = ângulo de atrito do solo

W = peso da fatia

α = inclinação da base da fatia com a horizontal

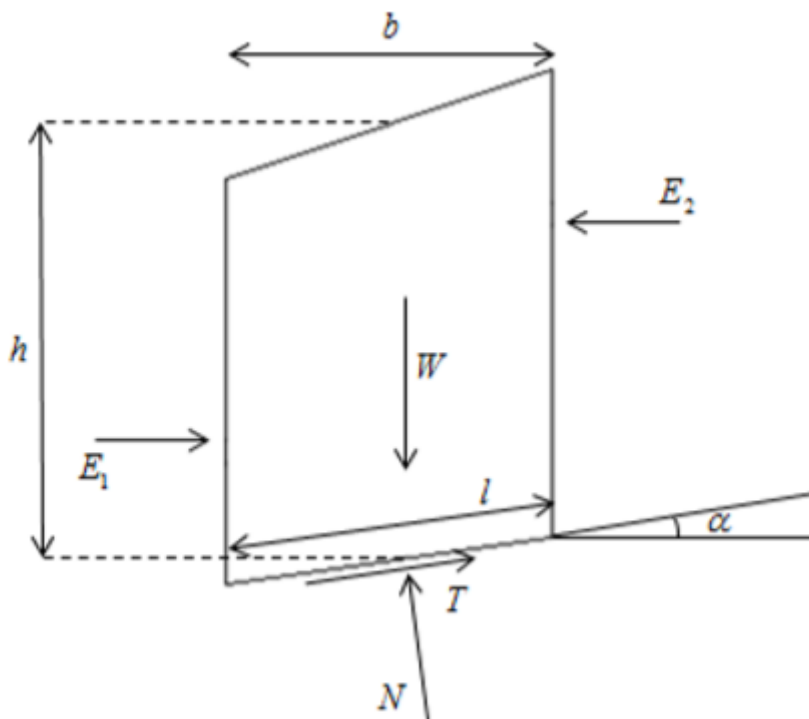
u = poropressão

2.5.2.2.1.2 Método de Bishop Simplificado

O Método de Bishop Simplificado (1955) e o Método de Fellenius, de acordo com Gerschovich (2012), são os dois métodos mais utilizados no estudo da estabilidade de taludes. O primeiro citado é considerado melhorado em relação ao segundo. O método de fatias consegue ser adaptado para outras superfícies além da ruptura circular e concede resultados mais próximos aos métodos mais rigorosos, quando comparado com o Método de Fellenius.

O Método de Bishop Simplificado considera que as forças laterais nas fatias são horizontais, ignorando as forças tangenciais, sendo aplicado em superfícies de ruptura circulares, conforme mostra a figura 7. Na direção vertical é colocado o equilíbrio de forças, satisfazendo tanto as condições de equilíbrio dos momentos quanto das forças verticais (CONCEIÇÃO, 2011).

Figura 7 – Esquema do método de Bishop simplificado



Fonte: Ferreira (2012, p. 17)

Da mesma forma que na figura 6, na figura 7 a superfície de deslizamento também é um arco, com circunferência de raio r e de centro O . N e T representam a

força normal e tangencial, respectivamente, h é a altura da fatia, b sua largura, W seu peso, l o comprimento do arco na base da fatia, α a inclinação da base da fatia com a horizontal, e E_1 e E_2 representam as forças laterais horizontais de cada fatia.

Das (2011) coloca que no caso de taludes com regime permanente de percolação, deve-se considerar junto à equação a poropressão, principalmente quando se utiliza parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento, conforme equação:

$$FS = \frac{\sum \frac{[c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \varphi']}{m_\alpha}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (6)$$

Onde,

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \cdot \sin \alpha}{FS_i} \quad (7)$$

Onde, FS = fator de segurança calculado

c' = coesão

b = largura da fatia

W = peso da fatia

u = poropressão

φ' = ângulo de atrito do solo

α = inclinação da base da fatia com a horizontal

m_α = medida condicionada ao valor de FS

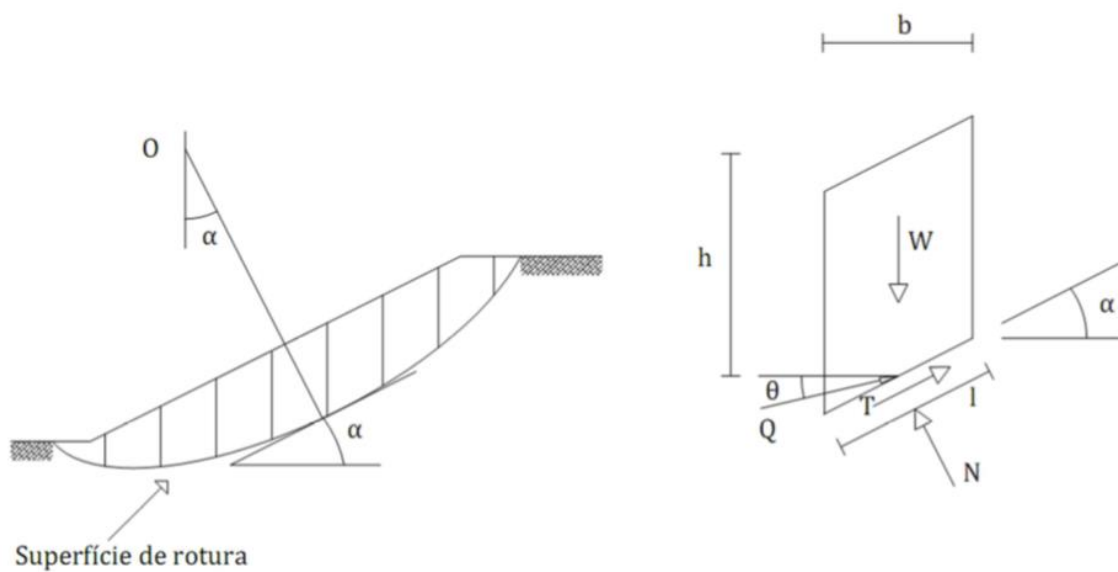
FS_i = fator de segurança suposto

Para solucionar o processo iterativo, deve-se calcular primeiramente o m_α para após encontrar o FS . Posteriormente, deve-se repetir o processo até o fator FS ser igual ao fator FS_i .

2.5.2.2.1.3 Método de Spencer

Para Santos (2014), o método de Spencer de 1967 para determinar o F_s é considerado um método com análise rigorosa do equilíbrio limite, dado que considera o equilíbrio de momentos, o equilíbrio de forças em duas direções e não despreza forças interlamelares, conforme demonstra a figura 8. Apesar de ter sido desenvolvido para superfícies circulares, também pode ser utilizado para superfícies poligonais.

Figura 8 – Esquema do método de Spencer



Fonte: Freitas (2011, p. 11)

O método assume que as forças entre as fatias são paralelas entre si e, dessa forma, considera todas inclinadas de um mesmo ângulo. O valor do ângulo deve ser calculado no problema, conforme Tonus (2009).

Para que seja satisfeito o equilíbrio entre forças e momentos de cada fatia, deve-se repetir os cálculos diversas vezes. Para o procedimento do cálculo, deve-se utilizar *software* de computador (USACE, 2003).

Para que as forças entre as fatias tenham a mesma inclinação:

$$N = \frac{W - (E_R - E_L) \cdot \tan \phi' - \frac{1}{F_s} (c' \cdot l \cdot \sin \alpha - u \cdot l \cdot \sin \alpha)}{m_\alpha} \quad (8)$$

Onde, N = força normal na base da fatia

E_R = força horizontal entre fatias lateral direita

E_L = força horizontal entre fatias lateral esquerda

W = peso da fatia

φ' = ângulo de atrito do solo

F_s = fator de segurança

c' = coesão

l = comprimento do arco na base da fatia

α = inclinação da base da fatia com a horizontal

m_a = medida condicionada ao valor de F_s

Através da soma das forças horizontais, encontra-se o F_s :

$$F_{Sf} = \frac{\sum c' . l . \cos \alpha + (W - u . l) . \operatorname{tg} . \varphi' . \cos \alpha}{\sum W . \operatorname{sen} \alpha + W \pm A - L . \cos \omega} \quad (9)$$

Onde, F_{Sf} = fator de segurança com relação às forças

k = coeficiente sísmico

A = derivado da pressão de água nas fissuras

L = linha de força

ω = ângulo da linha horizontal com a de carga

c' = coesão

l = comprimento do arco na base da fatia

α = inclinação da base da fatia com a horizontal

W = peso da fatia

u = poropressão

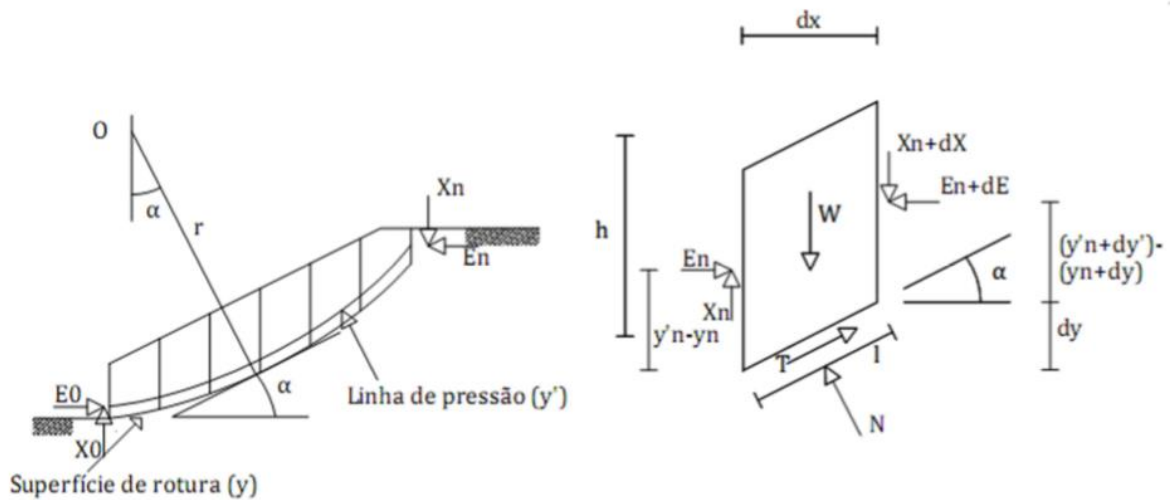
φ' = ângulo de atrito interno

2.5.2.2.1.4 Método de Janbu

De acordo com Gerschovich (2012), o Método de Janbu Simplificado foi desenvolvido para não depender de métodos computacionais, tornando possível a obtenção do F_s através de cálculos mais simplórios. Ainda acrescenta que os resultados do método são bons para taludes homogêneos, porém não tanto para outros em formato de cunha.

O método simplificado determina o F_s por meio do equilíbrio horizontal das forças. O somatório das forças normais das laterais se anula e as forças cisalhantes das fatias são desconsideradas, conforme figura 9. Um fator f_o que é função dos parâmetros de resistência, c' e φ' , corrige o fator de segurança. Essa correção é aplicada pelo motivo de que as forças cisalhantes laterais são desconsideradas (BRITO, 2003).

Figura 9 – Esquema do método de Janbu



Fonte: Freitas (2011, p. 14)

Ferreira (2012) coloca que o método se baseia em equações diferenciais e estabelece o equilíbrio de forças e momentos da massa da fatia. Para calcular o F_s , Janbu acrescenta as forças cisalhantes interlamelares aplicando um fator de correção (f_o) à equação de Bishop Simplificado (equação 7) e calcula-se da mesma forma, conforme segue:

$$F_s = f_o \cdot \frac{\sum \frac{[c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \varphi']}{n_\alpha}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (10)$$

Onde, f_o = fator de correção

n_α = medida condicionada à geometria da fatia

c' = coesão

b = base da fatia

W = peso da fatia

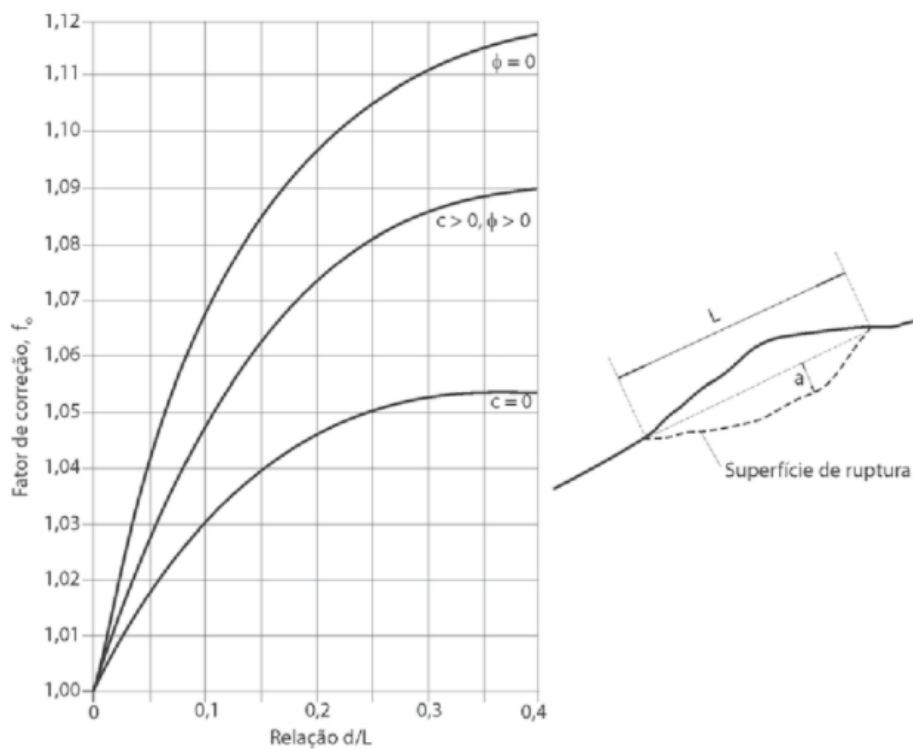
u = poropressão

φ' = ângulo de atrito interno

α = inclinação da base da fatia com a horizontal

O fator de correção f_o é obtido no gráfico da figura 10, função da relação entre a profundidade e a extensão da superfície de ruptura (d/L) e dos parâmetros de resistência (c' e φ'), e depende do tipo de solo e da geometria da área deslizando (FERREIRA, 2012). O gráfico possui três linhas que direcionam a um fator de correção apropriado em relação ao tipo de solo, sendo a linha inferior utilizada quando a coesão do solo é nula, a linha do meio utilizada quando a coesão e o ângulo de atrito interno da fatia são maiores que zero, e a superior utilizada quando o ângulo de atrito interno da fatia é nulo.

Figura 10 – Gráfico do fator de correção do Método de Janbu



Fonte: Adaptado de Gerschovich (2012, p. 137)

Já a medida n_α é calculada por:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \cdot \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_{Si}} \right) \quad (11)$$

Onde, n_α = medida condicionada à geometria da fatia

α = inclinação da base da fatia com a horizontal

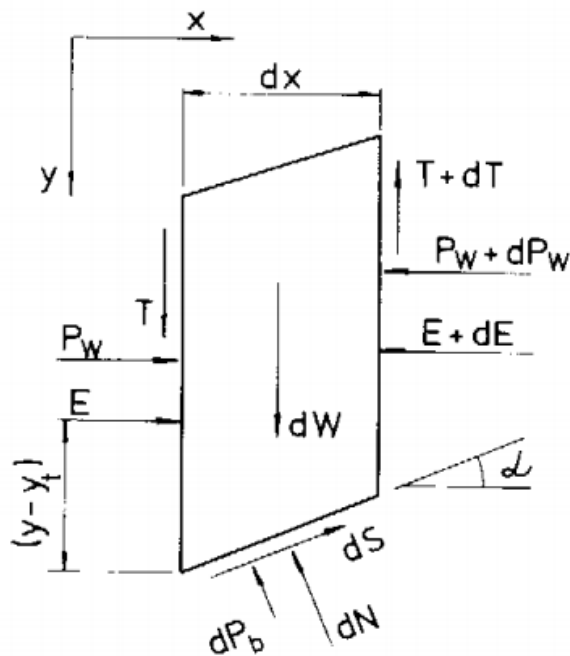
φ' = ângulo de atrito interno

F_{S_i} = fator de segurança suposto

2.5.2.2.1.5 Método de Morgenstern e Price

Conforme Fabrício (2006), o método desenvolvido por Morgenstern e Price no ano de 1965 é considerado rigoroso e aplica-se a quaisquer superfícies de ruptura. O método também divide a massa instável em fatias. O processo é complexo e necessita de ferramentas computacionais, de acordo com Freitas (2011).

Figura 11 – Forças atuantes na fatia pelo método de Morgenstern e Price



Fonte: Adaptado pela autora de Fabrício (2006, p. 29)

Na figura 11, P_w são as pressões neutras nas laterais das fatias, dP_b consiste em resultantes das pressões neutras na base de cada fatia, dW representa a força peso da fatia, T é a força tangencial entre fatias, E a força normal entre fatias, dN a força normal na base da fatia e dS representa a força cisalhante mobilizada na base da fatia.

O problema necessita que sejam resolvidas a relação das forças normais (E) e forças tangenciais (T), conforme equação 12.

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (12)$$

Onde, λ = coeficiente determinado por processo iterativo

$f(x)$ = função a ser especificada

Para $f(x)$, pode ser empregada qualquer função possível dentro das limitações do solo e podem ser alcançadas a partir da teoria elástica. Quando $f(x)$ é especificado, o restante dos coeficientes pode ser encontrado e o problema terá sido determinado (FREITAS, 2011). Ainda, Gerschovich (2012), salienta que se for utilizado $f(x) = 0$, o resultado será igual ao método de Bishop, enquanto a utilização de $f(x) = constante$, o resultado de FS será igual ao resultado obtido por Spencer.

2.6 Casos históricos

Deslizamentos em encostas acontecem desde sempre em todo o mundo e são incontáveis acidentes que ocorrem em função dos mesmos. Com a construção de moradias da população com renda mais baixa nas encostas de morro, esses acidentes têm se tornado ainda mais comuns. Alguns deles estão na bibliografia mundial e muitos outros são registrados em jornais, como os apresentados abaixo.

Em 1941 ocorreu um deslizamento no Peru, considerado um dos piores deslizamentos do mundo, onde 5.000 vítimas foram mortas. O deslizamento causou o desprendimento de gelo glacial, que caiu em um lago, destruiu a represa do mesmo e causou enormes ondas de água, lama, rocha e gelo, que atingiram a cidade de Huaraz, causando incontáveis danos (CHADE, 2011).

Na margem do Rio Nicolet, em Nicolet, Quebec, no Canadá, ocorreu um rápido escoamento de terra no dia 12 de novembro de 1955. O Palácio do Bispo, extremidade leste da catedral, foi destruído e a catedral teve de ser demolida. A ruptura ocorreu na forma de escoamento de terra com deslizamento e três pessoas foram mortas. A figura 12 mostra a ruptura no local.

Figura 12 – Ruptura na margem do Rio Nicolet, no Canadá.



Fonte: Barnes, 2016.

Em abril de 2017 ocorreu um deslizamento na cidade de Mocoa, no sul da Colômbia. Conforme a revista Exame (2017), chegou a 320 mortos e 332 feridos, além de inúmeras moradias atingidas, afetando em torno de 45 mil moradores. O deslizamento ocorreu por volta da meia-noite do dia 31 de março, em função das chuvas, causando transbordo de três rios e o deslizamento.

No Brasil, a população vizinha ao Monte Serrat, em Santos, assistiu ao deslizamento de pedras e lama, sendo atingidas 110 vítimas e a Santa Casa de Misericórdia de Santos. O deslizamento ocorreu pelo excesso de chuva, que encharcou o solo superficial, apoiado por material rochoso inclinado, causando o deslizamento pela ação da gravidade. Acredita-se que o solo estava próximo ao estado de liquefação. A figura 13 mostra o escorregamento ocorrido na época.

Figura 13 – Escorregamento do Monte Serrat em 1928.



Fonte: Chiossi, 2013.

O mesmo autor ainda relembra a catástrofe ocorrida de novembro de 2008 até janeiro de 2009 nos estados de Minas Gerais, Espírito Santo e Rio de Janeiro.

No período, em Minas Gerais, 91 cidades foram atingidas por chuvas e enchentes e 49 colocadas em estado de emergência. Houve 23 mortes, 290 feridos, 4.744 desabrigados e 46.683 desalojados. No Espírito Santo foram 10 municípios atingidos, milhares de pessoas desalojadas e centenas de residências situadas em áreas de risco. Além disso, no estado do Rio de Janeiro, as chuvas deixaram 2.150 pessoas desabrigadas e 30.000 desalojadas em vários municípios.

Em janeiro de 2011 ocorreu um grande desastre na Região Serrana do Rio de Janeiro, conforme descrito no relatório do Banco Mundial (BRASIL, 2012). Grande intensidade de chuvas resultaram em inundações e deslizamentos, deixando 905

mortos em sete cidades, além de afetar mais de 300 mil pessoas. O Departamento de Recursos Minerais do Rio de Janeiro informou que o deslizamento ocorreu devido a entrada de massas de ar associadas ao uso e ocupação do solo, além das chuvas e erosões fluviais e pluviais. A Figura 14 retrata o ocorrido.

Figura 14 – Deslizamentos Região Serrana Rio de Janeiro em 2011



Fonte: Banco Mundial (2012).

2.7 Métodos de estabilização de taludes

Após a conclusão de que um talude está instável, deve-se utilizar algum método de estabilização, dentre muitos. Os métodos mais comuns são os citados a seguir.

2.7.1 Estabilização sem elementos de contenção

Conforme Guidicini e Nieble (1984), a forma mais barata de estabilizar um talude é a diminuição de sua altura, quando possível. Uma grande vantagem é a permanência dos efeitos, pois afeta diretamente as forças atuantes no talude. Porém nem sempre essa é a melhor forma de estabilização, pois esse método também reduz a tensão normal e a força de atrito resistente.

Também é possível realizar obras de drenagem, que captam e conduzem as águas superficiais e subterrâneas de taludes, para que não fiquem acumuladas e assim, não causarem deslizamentos. A drenagem deve ser calculada em função da vazão e quantidade de água que o sistema irá conduzir. A drenagem superficial é realizada por canaletas, valas revestidas, tubos de concreto, caixas de transição e dissipação, guias, sarjetas, entre outros. A drenagem subterrânea é feita por drenos profundos ou trincheiras drenantes (BRASIL, 2007).

A cobertura vegetal é considerada uma obra de proteção superficial, que desempenha o papel de impedir a erosão do solo e diminuir a penetração de água na face exposta do talude, tornando o solo, dessa forma, mais resistente. Carvalho (1991) coloca que, para ser eficiente, a cobertura necessita crescer rapidamente, permanecer eficiente durante todos os meses do ano, possuir raízes resistentes com alcance longo e ser mesclada por mais de uma espécie, para evitar destruição por ataque de pragas.

A vegetação herbácea, popularmente conhecida como mato ou relva, onde se inclui grande parte das gramíneas (família vegetal que abrange diversas variedades de gramas, alguns capins, milho, cana de açúcar, entre outras), é o revestimento vegetal mais indicado para a proteção de taludes de corte ou encostas desmatadas para ocupação urbana. (ALHEIROS, 2003, p.165).

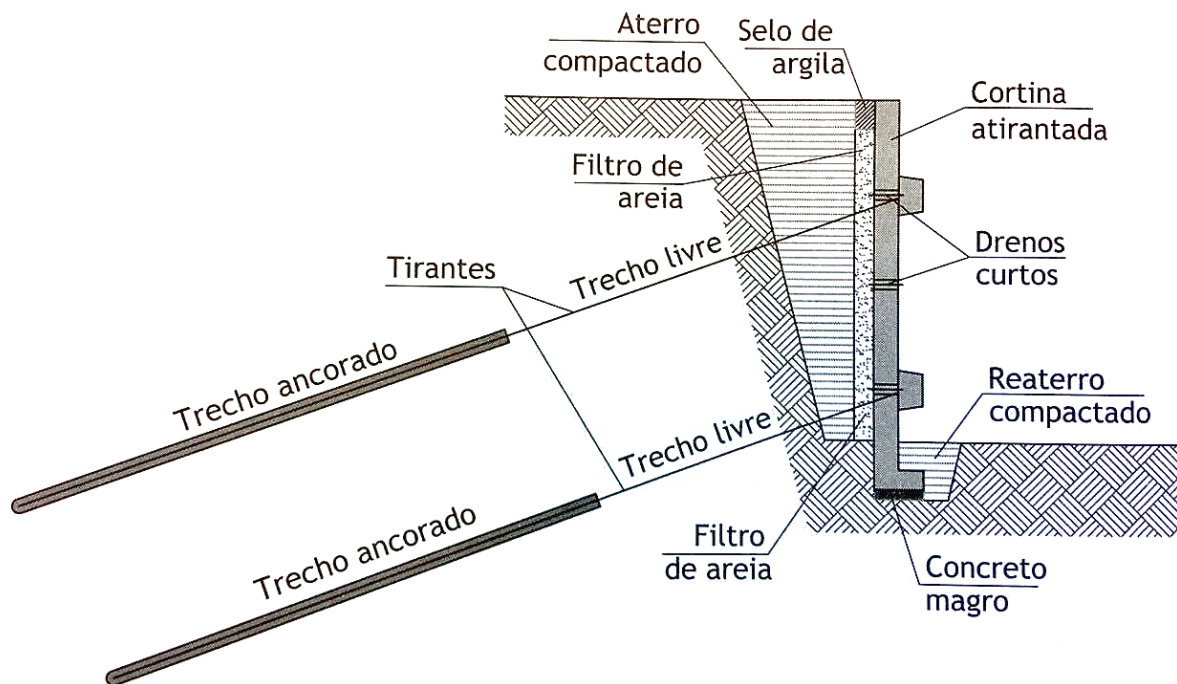
2.7.2 Estabilização com elementos de contenção

Para Caputo (2008), os muros de arrimo e inserção de tirantes de aço no talude, ancorados no interior do mesmo, na sua parte estável, são soluções para muitos dos casos que acontecem na realidade. O autor coloca ainda que a técnica de ancoragem foi introduzida no Brasil pelo Prof. Costa Nunes, no ano de 1957, na Estrada Rio – Teresópolis, no Rio de Janeiro.

Os muros de arrimo, por meio do seu peso próprio, possuem o objetivo de restituir o equilíbrio da encosta, sustentando seus empuxos. Sua base deve ter atrito suficiente para garantir estabilidade na obra e seu formato em trapézio busca impossibilitar o tombamento do muro por rotação. Não são indicados para casos de solicitações elevadas, já que podem se tornar economicamente inviáveis, devido a necessidade de implantação de maior base. Antes de sua execução, é necessária a execução de projeto específico, além do estudo geotécnico do solo local. Os muros rígidos, de pedra rachão ou concreto, são indicados em boas condições de fundação, caso contrário, é indicada a construção de muros flexíveis (ALHEIROS, 2003).

A cortina atirantada, conforme explica Gerscovich, Saramago e Danziger (2016), possui uma parede de concreto armado e tirantes, que são ancorados no interior do talude, local em que não ocorra movimentação do solo. Com auxílio de macaco hidráulico, os tirantes são tracionados, com inclinação entre 15° e 30° , até uma carga indicada em projeto e ligados na parede por um sistema de placas e porcas. As paredes geralmente possuem espessura de 20 a 40 cm, também definida anteriormente em projeto. A Figura 15 mostra um exemplo de cortina atirantada.

Figura 15 – Seção transversal de cortina atirantada

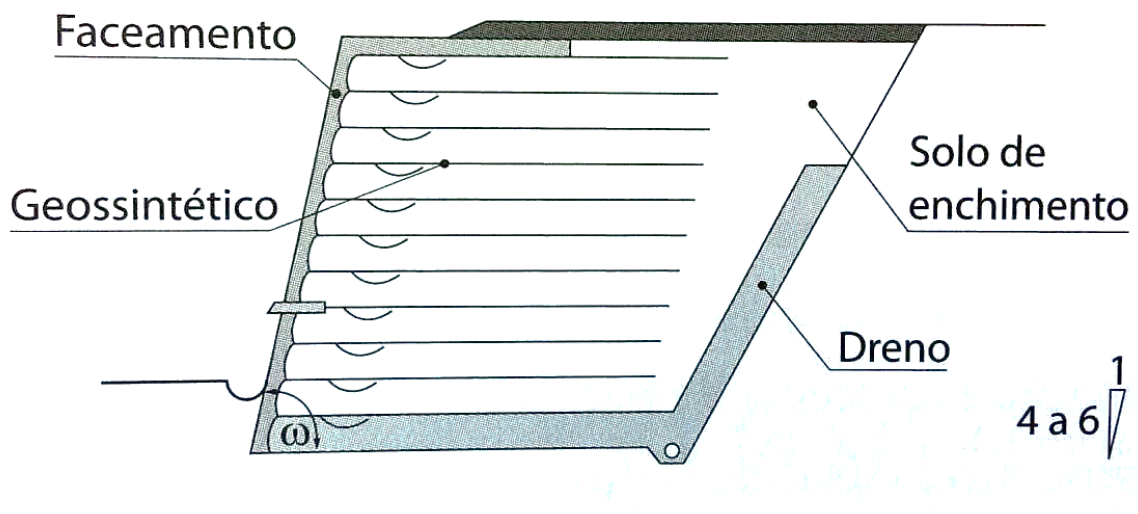


Fonte: Gerscovich, Saramago e Danziger (2016), p. 226.

Como alternativas mais baratas e fáceis de executar, foram desenvolvidos muros reforçados com fibras poliméricas (geossintético) para o reforço dos taludes. O termo deriva da junção de “geo”, referente a terra, e de “sintético”, referente aos polímeros utilizados na fabricação dos mesmos. Os vários reforços geossintético desenvolvidos, são divididos em duas categorias: geotêxteis, que podem ser utilizados também em drenagem, filtração e separação, e geogrelhas, plásticos, de estrutura plana e em formato de grelha, que são produzidas especialmente para reforço de solos (EHRlich; BECKER, 2009).

A técnica, que pode ser visualizada na Figura 16, está sendo alvo de diversas pesquisas para compreender seu comportamento e criar métodos de dimensionamento. Atualmente, de acordo com Ehrlich e Azambuja (2003), há vários métodos de dimensionamento para estruturas de solo reforçado, baseadas em considerações de equilíbrio limite e de condições de trabalho.

Figura 16 – Seção transversal de muro de solo reforçado com geossintéticos.



Fonte: Ehrlich e Azambuja (2003).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta a identificação do talude estudado, as características do solo que compõe o mesmo e os métodos utilizados para analisá-lo. Dessa forma, apresenta informações do talude estudado, sua localização e vizinhança, a realização aos ensaios de laboratório para caracterização do solo, o software utilizado para analisar o talude, e por fim, o método de ensaio de cisalhamento, para conhecimento da resistência do solo do local.

3.1 Talude estudado

Este talude foi escolhido como objeto de estudo por possuir duas residências irregulares no local correndo risco de desabamento. Outras residências irregulares também existem no decorrer do Rio Taquari, porém apresentam maior distância do mesmo, diminuindo a inclinação do talude e diminuindo também a chance de ruir. A Figura 17 apresenta o talude e as moradias que correm risco de desabamento.

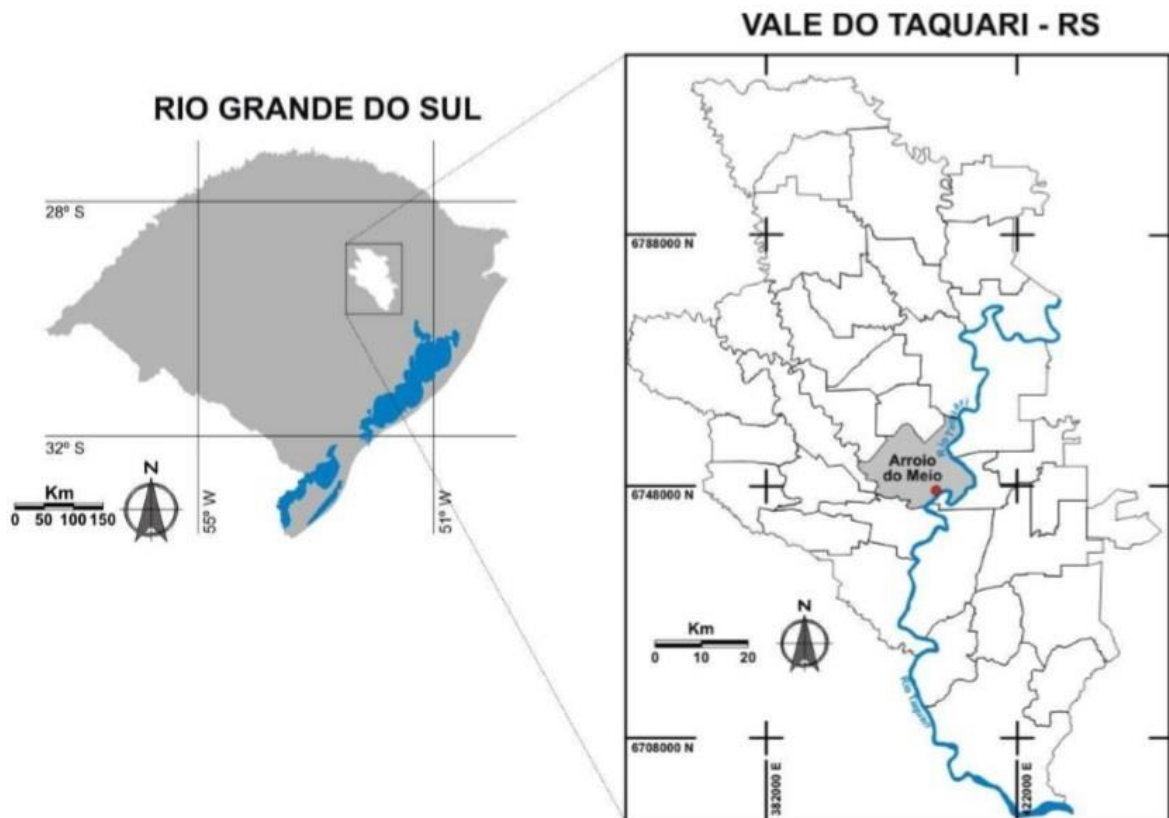
Figura 17 – Apresentação do talude



Fonte: da autora (2018).

O talude, objeto de estudo deste trabalho, está localizado no Vale do Taquari, na cidade de Arroio do Meio/RS (Figura 18), bairro Centro, Rua Campos Sales, na beira do Rio Taquari, nas coordenadas geográficas 29°23'59.7"S 51°56'03.5"W.

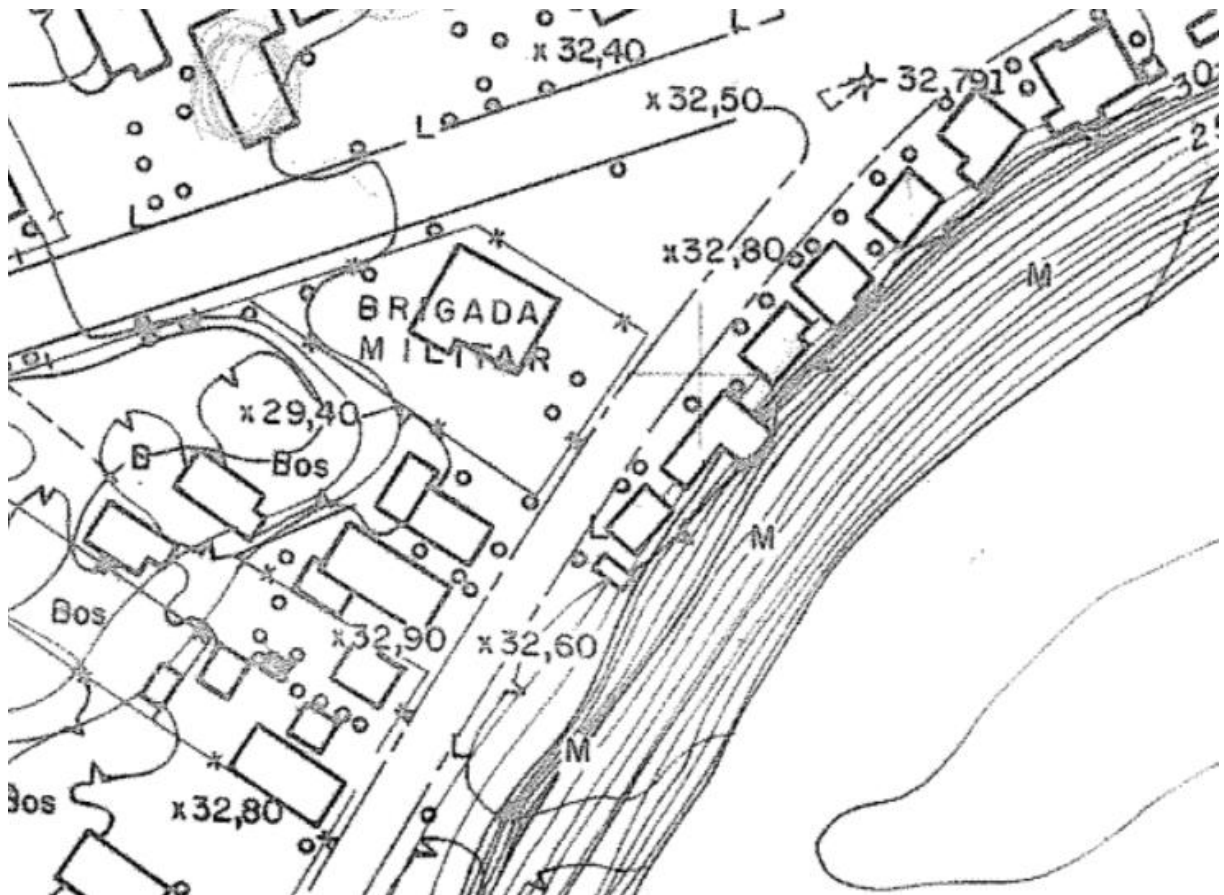
Figura 18 – Localização do Rio Taquari e da cidade de Arroio do Meio/RS.



Fonte: Adaptado de Eckhardt et al (2011).

A Prefeitura Municipal de Arroio do Meio possui um levantamento Aerofotogramétrico realizado pela empresa Engefoto no ano de 1989, que informa a altimetria da zona urbana em relação ao nível do mar, podendo ser verificado na Figura 19. Conforme esse documento, o talude se encontra entre as alturas 32,6 e 32,8 m, enquanto o Rio Taquari, conforme medições realizadas no local, está 11,00 m mais baixo que o nível das residências, encontrando-se nas cotas 21,6 a 21,8, aproximadamente.

Figura 19 – Altimetria do local do talude



Fonte: Prefeitura Municipal de Arroio do Meio (1989).

Conforme parágrafo 2º do artigo 31 do Plano Diretor de Arroio do Meio: “As habitações residenciais deverão ser construídas acima da cota 32 (trinta e dois), com exceção das áreas de serviço e garagens.” A cota 32 é baseada em enchente mais alta que se tem registro, do ano de 1941. Outras enchentes atingem cotas um pouco menores, mas ainda assim afetam muitas residências. Percebe-se que as residências, apesar de construídas na Área de Proteção Permanente (APP), pela altura encontram-se fora da cota de enchente estipulada pelo município.

A Figura 20 apresenta imagem de satélite da localização do talude e, em vermelho, a melhor forma de chegar ao local pela rótula de acesso principal da cidade, que representam 2 km de distância, conforme legenda na imagem. Próximo ao talude, também se encontram a Brigada Militar da cidade, a Cerâmica Itália, Companhia Minuano de Alimentos, a Cooperativa de Suinocultores de Encantado e o Curtume Aimoré, comprovando a grande movimentação de veículos e pedestres no local.

Figura 20 – Localização do talude na cidade de Arroio do Meio



Fonte: adaptado pela autora de Google Earth (2018).

O talude está localizado em local de várias moradias irregulares, em local de grande movimentação, como apresentado na figura 21.

Figura 21 – Talude com moradias atingidas caso rompa



Fonte: Prefeitura Municipal de Arroio do Meio (2018).

Duas casas estão situadas diretamente sobre ele, como pode-se visualizar na figura 22, mostrando possibilidade de grande perigo no local. Indiretamente, também podem ser atingidas diversas casas e transeuntes, já que o local apresenta grande movimentação de pedestres e veículos diariamente.

Figura 22 – Residências que podem ser diretamente afetadas



Fonte: adaptado pela autora de arquivo Prefeitura Municipal de Arroio do Meio (2018).

O talude objeto de estudo possui difícil acesso e grande presença de vegetação, além da grande declividade. Não foi possível realizar uma medição precisa da geometria do talude com equipamento topográfico, porém foi feita a medição com trena para levantar as medições conforme pode-se observar na figura 23.

Figura 23 – Talude com alta declividade e presença de vegetação



Fonte: da autora (2018).

Foi realizada entrevista com os moradores para avaliar sua percepção quanto ao risco de desmoronamento do talude e entender as situações sociais que os levam a ficar morando nessa área.

Os moradores afirmaram que acreditam que não há possibilidade de o talude ruir. Um dos moradores explicou que acredita nesse fato por terem construído um muro de alvenaria nos fundos da residência, e que ele deixaria a residência segura. Também comentam que gostam do local pelo fato de ser bem localizado na cidade, e que pretendem continuar morando ali enquanto puderem.

3.2 Caracterização do solo

Para a resistência dos solos e rochas ser verificada, necessita-se descobrir qual a deformação e ruptura dos mesmos. A deformação solicita o cálculo das deformações apresentadas pelas massas de rocha, onde os recalques de edificações sobre rochas é um exemplo. Já a ruptura requer cuidado à resistência ao cisalhamento das massas de rocha, especialmente no decurso de direções preferenciais, como

descontinuidades, onde os deslizamentos de encostas servem de exemplo (CAPUTO, H., CAPUTO A., RODRIGUES, 2017).

Fiori (2016) afirma que é através de ensaios *in situ* ou com amostras de sondagens ou aberturas de poços, que nos laboratórios são identificadas as características físicas e mecânicas dos solos. Acredita que as definições dos limites de consistência são convencionais, mesmo que embasadas em longos estudos experimentais e possibilitam uma ótima compreensão do tipo de solo e suas propriedades.

3.2.1 Coleta de amostra deformada e indeformadas do solo

Para a realização dos ensaios de laboratório, foram coletadas amostras do solo do talude. Para os ensaios de caracterização do solo, necessitou-se de amostras deformadas. Para isso, utilizou-se uma enxada para retirada superficial do solo, conforme Figura 24, onde encontram-se as raízes da vegetação local. Após, coletou-se o solo, o dispondo em um saco plástico vedado para encaminhamento ao laboratório sem alteração da umidade.

Figura 24 – Coleta da amostra do solo deformada



Fonte: da autora (2018).

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto, coletaram-se amostras indeformadas do solo do talude com o auxílio de anéis amostradores que formam os corpos de prova necessários, conforme Figura 25.

Figura 25 – Coleta de amostras indeformadas do solo



Fonte: da autora (2018).

Da mesma forma que a amostra deformada, foi retirado o solo superficial do talude para a coleta das amostras indeformadas. Os anéis foram dispostos sobre o solo, sendo pressionados até serem preenchidos totalmente com o solo, de forma cuidadosa para que não se perdesse qualquer característica. Com o auxílio de objetos cortantes, pôde-se retirar o solo lateral e desprender a parte debaixo da amostra sem afetá-lo. As seis amostras foram imediatamente enroladas com plástico *insulfilm* e dispostas em uma caixa de isopor para não haver perda de umidade até a realização do ensaio de cisalhamento.

3.2.2 Ensaio de granulometria

Para Barnes (2016) a granulometria do solo varia significativamente, desde as argilas, medidas em microns, até os matacões, medidos em metros. Naturalmente os solos são compostos, com granulometrias que diferem e a informação do comportamento do solo é fornecida por essa distribuição granulométrica. Os métodos

para verificação dessa distribuição são por peneiramento e sedimentação, e os mesmos são normatizados pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) pela NBR 7181 (ABNT, 2016).

O método de peneiramento distribui o tamanho das partículas de um solo grosso e permite a análise do tamanho das suas partículas. Por diversas peneiras padrão, com malhas seguidamente menores, são passadas as amostras de solo. Assim determina-se a massa de solo que é retida em cada peneira e calcula-se a porcentagem de solo que passa nas mesmas. Caso partículas finas façam parte do solo, a amostra deve ser examinada com agente defloculador e entre as peneiras deve ser lavada (CRAIG, 2011).

A sedimentação determina a fração fina de um solo grosso ou a distribuição do tamanho das partículas de um solo fino, de acordo com Craig (2011). Baseado na lei de Stokes, esse método permite a verificação da velocidade na qual as partículas esféricas são depositadas em uma suspensão: quanto menor a partícula, menor a velocidade da deposição.

Com os resultados dos métodos de peneiramento e sedimentação, pôde-se classificar as partículas pelo seu tamanho pela indicação da ABNT através da NBR 6502 (ABNT, 1995), conforme tabela 2.

Tabela 2 - Classificação das partículas

Material	Diâmetro
Pedregulho grosso	Entre 20,0 mm e 60,0 mm
Pedregulho médio	Entre 6,0 mm e 20,0 mm
Pedregulho fino	Entre 2,0 mm e 6,0 mm
Areia grossa	Entre 0,6 mm e 2,0 mm
Areia média	Entre 0,2 mm e 0,6 mm
Areia fina	Entre 0,06 mm e 0,2 mm
Silte	Entre 0,002 mm e 0,06 mm
Argila	Menor que 0,002 mm

Fonte: Adaptado pela autora de NBR 6502 (ABNT, 1995)

O ensaio de granulometria e sedimentação foi realizado seguindo as determinações da versão corrigida da NBR 7181 (ABNT, 2016).

A primeira parte do ensaio, conforme a norma, é o peneiramento. Foi lavado todo o material na peneira de 2,0 milímetros e colocado em estufa para secagem.

Após seco, foi retirado da estufa e passado pelas peneiras mecanicamente até a peneira de dois milímetros. Pesou-se o solo retido em cada peneira e com o solo passante, foi separado 100 gramas para a etapa de sedimentação e mais 120 gramas para a segunda parte do ensaio.

A sedimentação foi realizada após o peneiramento, com o solo que passou na peneira 200. O mesmo foi transferido para um béquer e preenchido com defloculante, agitando-o até o solo estar todo imerso e deixou-se em repouso por no mínimo 12 horas, conforme recomendação da norma.

Após o repouso, transferiu-se a mistura para o copo de dispersão, adicionando água destilada até chegar a 5 cm abaixo da borda do copo. Colocou-se a mistura no dispersor durante 15 minutos.

O material foi transferido para uma proveta e acrescentou-se água destilada até atingir os 1000 cm³ e agitado como solicitado pela norma. Com um densímetro, pôde-se realizar a leitura nos tempos 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos e 1, 2, 4, 8 e 24 horas.

Na segunda parte do ensaio foi realizado o peneiramento fino, onde se lavou o material em uma peneira de 0,075 milímetros, foi colocado em estufa para secagem e após seco foi pesado, resultando em um total de 51,11 gramas.

A tabela 3 apresenta o solo passante seco que foi passado nas peneiras pertinentes até a peneira de 0,075 milímetros e o peso do solo retido em cada peneira. Do total de 51,11 gramas, restaram 5,46 gramas que fazem parte da porcentagem pertencente ao silte e argila.

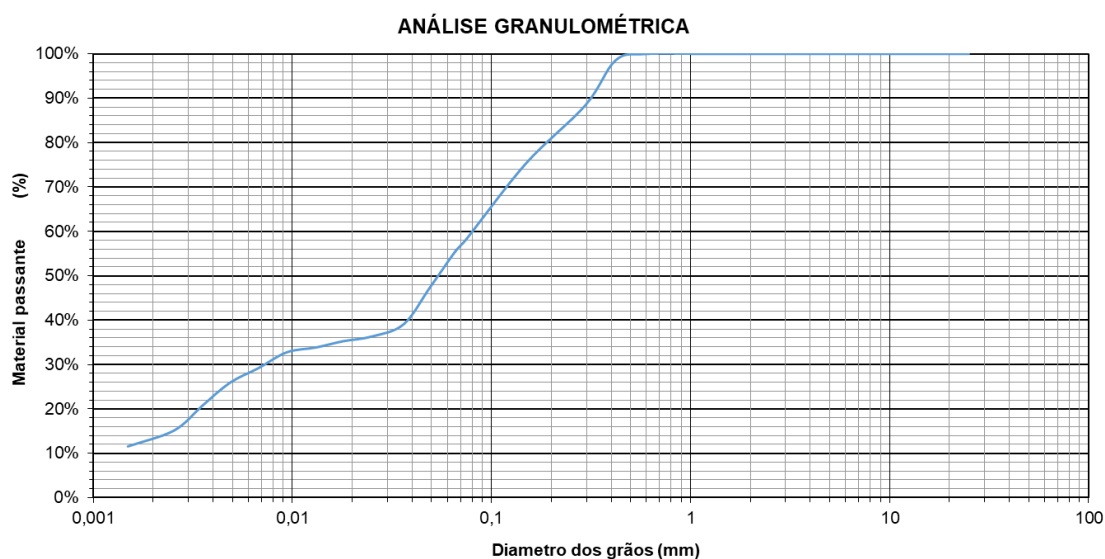
Tabela 3 - Porcentagem passante em cada peneira

Peneira nº	Malha (mm)	Quantidade passante (g)	Porcentagem passante
16	1,19	120	100,00%
30	0,59	119,96	99,97%
40	0,42	118,24	98,53%
60	0,297	106,18	88,48%
100	0,149	90,38	75,32%
200	0,074	69,99	58,33%
Fundo	-	0	0,00%

Fonte: da Autora (2018)

Finalizado o ensaio de granulometria e sedimentação, com os resultados obtidos, tem-se o gráfico 1 da curva granulométrica do solo. Com ele, pode-se visualizar a porcentagem de material passante a cada peneira.

Gráfico 1 – Curva granulométrica do solo



Fonte: da Autora (2018).

A tabela 4 apresenta a composição granulométrica do solo, demonstrando que, dos 120 gramas de solo, 69,99 gramas são de solos finos, enquanto 50,01 gramas cabem ao grupo da areia.

Tabela 4 - Composição granulométrica do solo

Material	Diâmetro	Porcentagem
Pedregulho	Entre 2 mm e 60 mm	0%
Areia grossa	Entre 0,6 mm e 2,0 mm	0%
Areia média	Entre 0,2 mm e 0,6 mm	11,52%
Areia fina	Entre 0,06 mm e 0,2 mm	13,17%
Silte	Entre 0,002 mm e 0,06 mm	16,99%
Argila	Menor que 0,002 mm	58,33%

Fonte: da Autora (2018).

3.2.2 Massa específica

A massa específica de um solo provém da quantidade de matéria e o volume do mesmo. Para definir a massa específica, mede-se o volume e a massa de uma amostra (PINTO, 2006).

A NBR 6458 (ABNT, 2016) define a forma correta do ensaio para obtenção da massa específica real do solo. A mesma especifica que, com a utilização de um picnômetro com massa conhecida, deve-se colocar água destilada de volume conhecido e após completar com o solo seco com massa conhecida. O volume da água deslocada é o volume do solo. Através do valor da massa e do volume, consegue-se calcular o peso específico.

$$\delta = \frac{\left[\frac{M1 \times 100}{100 + h} \right]}{\left[\frac{M1 \times 100}{100 + h} \right] + M3 - M2} \times \delta T \quad (13)$$

Onde: δ = massa específica real dos grãos (g/cm³)

$M1$ = massa do solo úmido

$M2$ = soma da massa do picnômetro, solo e água

$M3$ = massa do picnômetro com água até a marca de referência

h = umidade inicial da amostra

δT = massa específica da água

Para o ensaio, realizado conforme NBR 6458 (ABNT, 2016), foram utilizadas três amostras de 50 gramas de solo, e como resultado, a média das três. As amostras foram colocadas em recipiente e imergidas em água destilada durante 12 horas.

Após, cada amostra foi colocada em um agitador mecânico durante 15 minutos. As amostras foram deslocadas para um picnômetro, que foi pesado seco, e após pesado com água. Foi ligado a uma bomba de vácuo durante 15 minutos, onde foi retirado todo o ar do solo. Após retirado o ar, foi acrescentada água destilada até o ponto de referência do picnômetro e submetido à bomba de vácuo por mais 15

minutos, conforme Figura 26, e anotado a temperatura do solo com água na finalização.

Figura 26 – Amostra no agitador mecânico e submetido à bomba de vácuo.



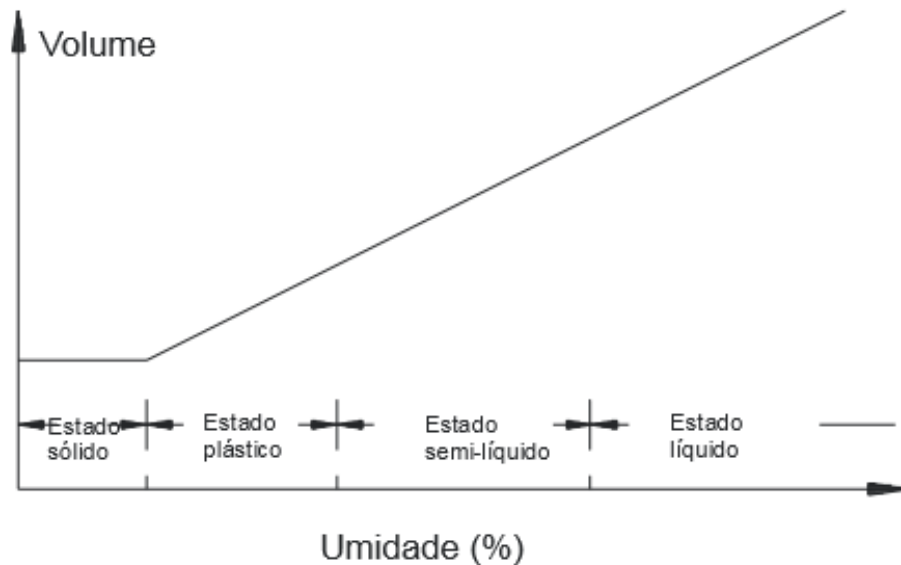
Fonte: da autora (2018).

Para obtenção do resultado final, foi pesado o picnômetro com água e solo, aplicado os dados na equação 01 e chegou ao resultado de 2,533 g/cm³.

3.2.3 Limites de consistência

De acordo com Ortigão (2007), a quantidade de umidade que a argila pode conter foi delimitada pelo sueco agrônomo Atterberg em torno do ano de 1911. O mesmo definiu que os limites foram definidos em: limite de contração (LC), limite de plasticidade (LP) e limite de liquides (LL), conforme figura 27.

Figura 27 - Limites correspondentes ao estado aparente do solo.



Fonte: Ortigão (2007, p. 24).

O autor ainda explica que os limites correspondem a: estado sólido, onde a variação do volume do solo é inexistente, estado plástico, onde o volume modifica de acordo com a quantidade de umidade, e por fim estado líquido.

3.2.3.1 Limite de liquidez

Um solo é vulnerável a altas deformidades e rupturas quando sua umidade natural se aproxima do seu limite de liquidez (LL). Quando o solo no estado líquido é ressecado, passa ao estado plástico, diminuindo seu volume. O limite de liquidez é definido pela porcentagem de umidade do solo que delimita o estado plástico do líquido (BODÓ; JONES, 2017).

A NBR 6459 (ABNT, 2017) indica as diretrizes para a realização do ensaio de laboratório para alcançar o valor do limite de liquidez dos solos. A mesma especifica que o experimento deve ser feito com um aparelho de Casagrande, e o teor de umidade corresponde a umidade do solo que, ao impacto de 25 golpes, dentro de sua concha fecha uma ranhura de um centímetro.

O limite de liquidez foi realizado seguindo as determinações da versão corrigida da NBR 6459 (ABNT, 2017).

Com a amostra de solo seca, foi colocada em uma cápsula de porcelana e adicionada ao solo pequenas quantidades de água destilada, amassando durante 20 minutos até obter uma pasta homogênea. Foi transferida a mistura para a concha e moldada contendo um centímetro na parte central da mesma.

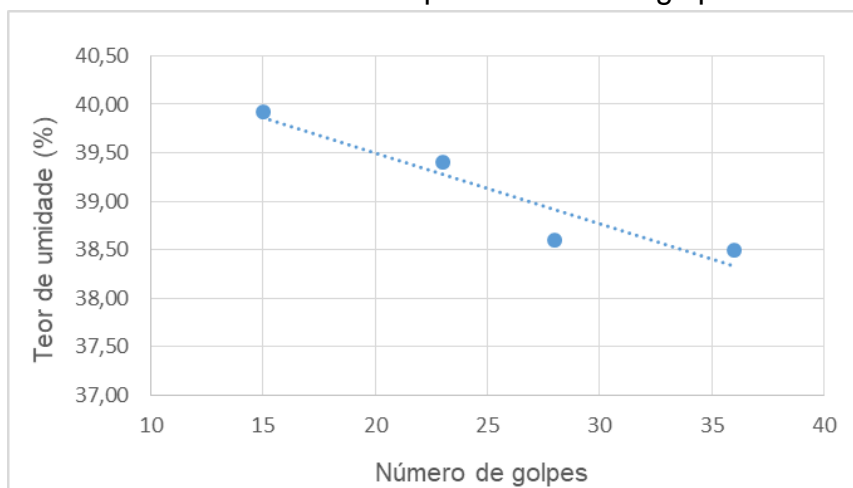
Foi passado o cinzel pelo meio da massa de forma a obter uma abertura no solo, como mostra a figura 28, e após foi golpeada a concha até se unirem aproximadamente 13 mm nas bordas inferiores do solo, e anotado o número de golpes. Foi transferido parte do material para uma cápsula e pesada. Adicionou-se mais água destilada ao solo e repetiu-se da mesma forma mais quatro vezes os passos anteriores. Um dos pontos foi desconsiderado por apresentar valor muito diferente. Conforme apresentado no gráfico 2, o resultado do ensaio é de 39%.

Figura 28 – Realização do ensaio de Limite de Liquidez



Fonte: da Autora (2018)

Gráfico 2 – Teor de umidade pelo número de golpes



Fonte: da Autora (2018).

3.2.3.2 Limite de plasticidade

Quando o solo deixa de ser plástico e torna-se quebradiço tem-se o limite de plasticidade. O limite de plasticidade é representado pela umidade que possui entre a forma plástica e semissólida do solo (SANTOS; DAIBERT, 2014).

A NBR 7180 (ABNT, 2016) indica as diretrizes para a elaboração do ensaio de laboratório para obter o valor do limite de plasticidade dos solos. Para o ensaio, a norma indica ser necessário apenas uma placa de vidro com face esmerilhada e um cilindro com três milímetros de espessura e 10 centímetros de comprimento. O solo deve ser modelado na forma do cilindro padrão e, ao começar a fissurar, indica que há o teor de umidade que representa o limite de plasticidade do solo.

O limite de plasticidade foi realizado seguindo as determinações da NBR 7180 (ABNT, 2016).

Com a amostra de solo seca, foi colocada em uma cápsula de porcelana e adicionada ao solo pequenas quantidades de água destilada, amassando durante 20 minutos até obter uma pasta homogênea.

Foi tomada aproximadamente 10 gramas da amostra e formada uma bola que foi rolada pela placa de vidro solicitada pela norma até formar um cilindro de 3 milímetros de diâmetro e 10 centímetros com comprimento, como pode-se ver pela Figura 14. Foi acrescentada água e refeito o teste até o cilindro se fragmentar antes de atingir o comprimento solicitado. O teste foi refeito desde o princípio três vezes e suas amostras de solo foram colocadas em cápsulas para obter pelo menos três valores de umidade. Os dados obtidos no ensaio e seus resultados podem ser visualizados na tabela 5.

Figura 29 – Realização do ensaio de Limite de Plasticidade



Fonte: da Autora (2018)

Tabela 5 - Limite de Plasticidade

	Limite de Plasticidade		
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3
Massa Cápsula (g)	6,3	6,1	6,2
Massa cápsula + solo úmido (g)	12,1	8,5	11,5
Massa cápsula + solo seco (g)	10,69	7,9	10,16
Teor de umidade (%)	32,12	33,33	33,84
LP (%) Obtido pelo gráfico		33	

Fonte: da autora (2018)

3.2.3.3 Índice de plasticidade

A porcentagem de diferença entre os limites de plasticidade de liquidez denomina-se Índice de Plasticidade (IP) e a mesma informa a localização do solo na faixa de plasticidade. Para calcular essa porcentagem, tem-se a equação 1:

$$IP = LL - LP \quad (14)$$

Onde, IP = Índice de plasticidade

LL = Limite de liquidez

LP = Limite de plasticidade

Fiori (2016) explica que o índice corresponde à plasticidade do solo, permitindo a obtenção da informação quanto a umidade dentro da área plástica do mesmo. Quanto menor o IP, menor a plasticidade do solo, sendo que o mesmo é maior em argilas e nulo para areias. O autor ainda complementa, informando que para as obras de engenharia, o uso de solos com alto índice de plasticidade sempre resulta em grandes problemas, devendo sempre ser evitado.

Tabela 6 - Classificação dos solos em função da plasticidade

Índice de Plasticidade	Denominação
IP < 1	Não plástico
1 < IP < 7	Levemente plástico
7 < IP < 17	Moderadamente plástico
17 < IP < 35	Altamente plástico
IP > 35	Extremamente plástico

Fonte: Adaptado pela autora de Fiori (2015, p. 48)

Para se obter o índice de plasticidade, utilizou-se o resultado do Limite de Liquidez com o resultado do Limite de Plasticidade, conforme equação 14 e Tabela 7, obtendo um IP igual a 6.

Tabela 7 - Índice de Plasticidade

Índice de Plasticidade	
Limite de Liquidez	39
Limite de Plasticidade	33
Índice de Plasticidade	6

Fonte: da autora (2018)

3.2.4 Classificação dos solos

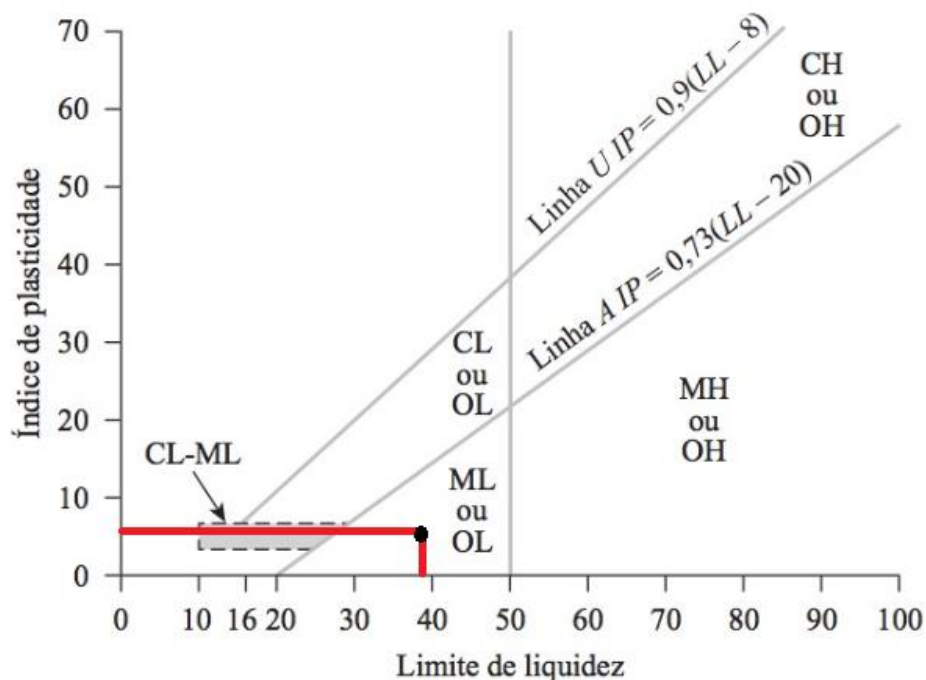
As classificações geotécnicas convencionais são aquelas baseadas nos ensaios de granulometria e limites de Atterberg. SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), inicialmente nomeada de Sistema de Classificação de Aeroportos, e AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) ou HRB (*Highway Research Board*), mais aplicada em estradas (OLIVEIRA *et. al.*, 1998)

3.2.4.1 Sistema de classificação SUCS

De acordo com Pinto (2006), originalmente esse sistema foi proposto pelo Prof. Casagrande em 1942 para obras de aeroportos, durante a Segunda Guerra Mundial. O mesmo foi revisado em 1952 e atualmente é muito utilizado por geotécnicos que atuam em barragens de terra.

O sistema classifica os solos pela porcentagem de finos que o mesmo apresenta, onde os finos são os que possuem menos de 0,075 mm, passando pela peneira nº 200. Se a porcentagem de finos for inferior a 50 por cento, o solo é considerado pedregulho ou areia, e se for superior a 50 por cento, é classificado como silte, argila ou solo orgânico. A Figura 30 apresenta os critérios de separação de cada grupo.

Figura 30 – Classificação SUCS para grupo de solo



Fonte: Adaptado pela autora de Das (2011).

Pinto (2006) ainda identifica as letras nas quais os solos são classificados, sempre sendo duas letras juntas, a primeira representa o tipo do solo e a segunda os dados complementares, como mostram as tabelas 8 e 9.

Tabela 8 - Terminologia do Sistema Unificado pelo tipo de solo

Terminologia	Tipo principal do solo
G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila

Fonte: Adaptado pela autora de Pinto (2006, p. 64)

Tabela 9 - Terminologia do Sistema Unificado pelo complemento do solo

Terminologia	Tipo de complemento do solo
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade

Fonte: Adaptado pela autora de Pinto (2006, p. 64)

Dessa forma, pode-se afirmar que o solo do talude estudado é classificado como ML, ou silte de baixa compressibilidade.

3.2.4.2 Sistema de classificação AASHTO ou HRB

Pinto (2006) coloca que o sistema foi criado nos Estados Unidos e é muito utilizado na engenharia rodoviária no mundo todo. Também se baseia na granulometria e limites de Atterberg.

Neste sistema, o solo que passa 35% ou menos pela peneira nº 200 é considerado de granulação grosseira e ficam nos grupos A-1, A-2 ou A-3. Já os solos que passam mais de 35% na mesma peneira, são considerados solos finos e se enquadram nos grupos A-4, A-5, A-6 ou A-7.

Tabela 10 - Esquema de classificação AASHTO ou HRB

Classificação geral	Materiais granulares (35% ou menos passando pela peneira nº 200)							Materiais siltsos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)				
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Peneiração: % que passa												
nº 10	≤ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
nº 40	≤ 30	≤ 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
nº 200	≤ 15	≤ 25	≤ 25	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Característica da fração passando pela peneira nº 40:												
Límite de Liquidez	-	-	-	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40
Índice de Plasticidade	≤ 6	≤ 6	N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	> 10
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20	≤ 20
Tipo de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia			Pedregulhos ou areias siltsos ou argilosas				Solos siltsos		Solos argilosos		

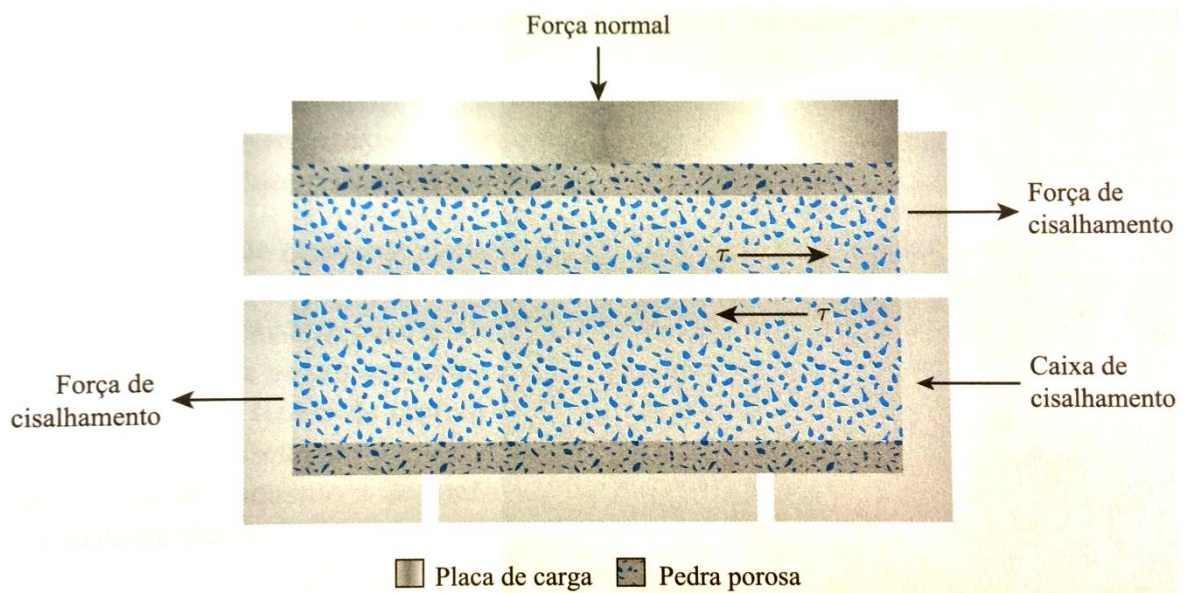
Fonte: Adaptado pela autora de Santos (2006, p. 13)

O solo do talude, na classificação AASHTO, é caracterizado pelo grupo A – 4, no tipo de solos siltsos.

3.3 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o ensaio mais simples para a determinação da resistência de cisalhamento, de acordo com Das (2011). No ensaio, o corpo de prova é colocado em uma caixa metálica de cisalhamento, que é dividida em duas metades de forma horizontal. Aplica-se força normal acima do corpo de prova com uma placa de carga, e força de cisalhamento horizontalmente para mover uma metade em relação a outra até romper o corpo de prova do solo, conforme figura 31.

Figura 31 – Diagrama de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Das (2011, p. 335).

Para Heidemann (2011), o ensaio de cisalhamento direto proporciona resultados confiáveis em relação a resistência drenada na condição de pico e condição última. O ensaio apresenta algumas dificuldades, como a drenagem que não pode ser controlada, e as poropressões que não podem ser medidas, obrigando a realização do ensaio com as mesmas nulas. Além disso, a ruptura acontece das pontas para o centro do corpo de prova progressivamente, o plano de cisalhamento não é uniforme e durante o ensaio a área em que as tensões normal e cisalhante atuam varia.

O mesmo ensaio é realizado com várias tensões normais, para relacionar tensão cisalhante com as diferentes tensões normais aplicadas, assim obtendo os valores de resistência do solo. Aguiar (2003) ainda coloca que os resultados são de fácil interpretação, porém podem ser influenciados pelas dimensões do equipamento, espessura da amostra de solo, rugosidade do plano rígido, forma de controle da força vertical e posição relativa solo-geossintético.

Sabendo-se que o local do talude é muitas vezes atingido por água de enchentes, optou-se por realizar o ensaio também no modo de solo saturado, além do modo de umidade natural. Sendo assim, três amostras de solo foram moldadas nos corpos de prova e inundados, de forma que a água atingisse a altura da amostra e

mais 5 mm acima da mesma, permanecendo inundada durante pelo menos 24 horas para atingir a saturação completa.

O ensaio foi realizado conforme as determinações da norma ASTM D3080 (2011) em equipamento específico, Figura 32. Foi aplicada uma carga em corpos de prova com diâmetro de 6,3 cm e altura de 2,0 cm de forma que puderam ser colocados no cilindro do equipamento e deslocando o solo horizontalmente em velocidade de 0,025 mm/min, recomendada para solos com grande quantidade de finos. Após rompido, obteve-se os parâmetros de resistência necessários para posterior obtenção de envoltória de Mohr-Coulomb

Figura 32 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: da autora (2018).

Foram moldados seis corpos de prova, sendo que três deles permaneceram com umidade natural e outros três foram saturados. Na condição de umidade natural, foram aplicados, nos três corpos de prova, uma tensão cisalhante, de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. E na condição de solo saturado, foram aplicados, em três corpos de prova, uma tensão cisalhante, de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa. As figuras 33 e 34 apresentam a amostra de solo após o cisalhamento na condição umidade natural e saturada, especificamente.

Figuras 33 e 34 – Amostra de solo após cisalhamento direto nas unidades de campo e saturadas.



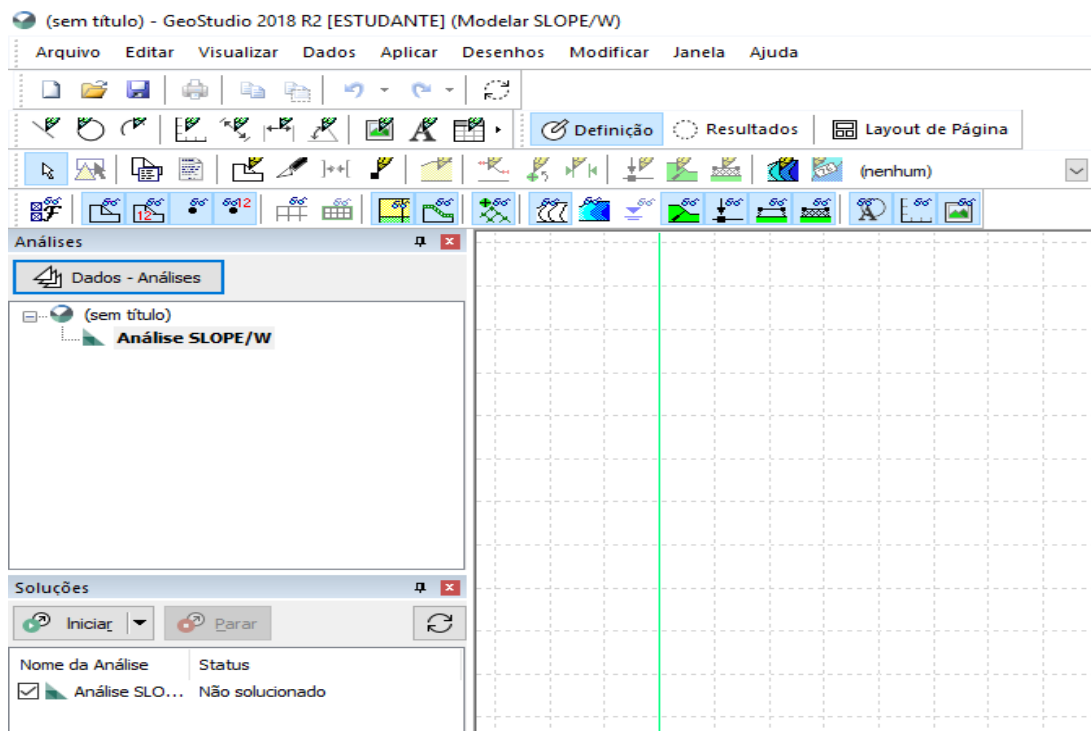
Fonte: da autora (2018).

3.4 Análise da estabilidade

Com o agrupamento dos dados das características do solo, reações do solo quanto ao ensaio de cisalhamento, dados obtidos no local e medição da geometria do talude, foi possível analisar a estabilidade do talude através de *software* e obter os respectivos fatores de segurança.

O *software* utilizado foi o GeoStudio 2018 análise SLOPE/W, da versão 9.1.0.16306, licença de estudante. O *software* também permite outras análises, como infiltração de água (Sweep/W), tensão e deformação (Sigma/W), dinâmica de terremotos (Quake/W), análises geotérmicas (Temp/W), transporte de contaminantes (Ctran/W) e análise de correntes de ar (Air/W). O software está disponível na versão em português e possui interface simples, conforme mostra a Figura 35.

Figura 35 – Interface GeoStudio, método SLOPE/W



Fonte: adaptado pela autora, de GeoStudio (2018).

A análise SLOPE/W possibilita analisar simultaneamente taludes de diversos formatos, propriedades do solo, condições de poropressão, condições de carga e diversos métodos de análise. A versão de estudante permite a inserção dos dados do talude e sua análise por meio dos principais métodos de equilíbrio-limite, que são os métodos de Fellenius, Janbu, Bishop, Spencer e Morgenstern-Price, conforme abordado anteriormente. A simulação foi feita com os cinco métodos para uma melhor precisão do resultado de FS.

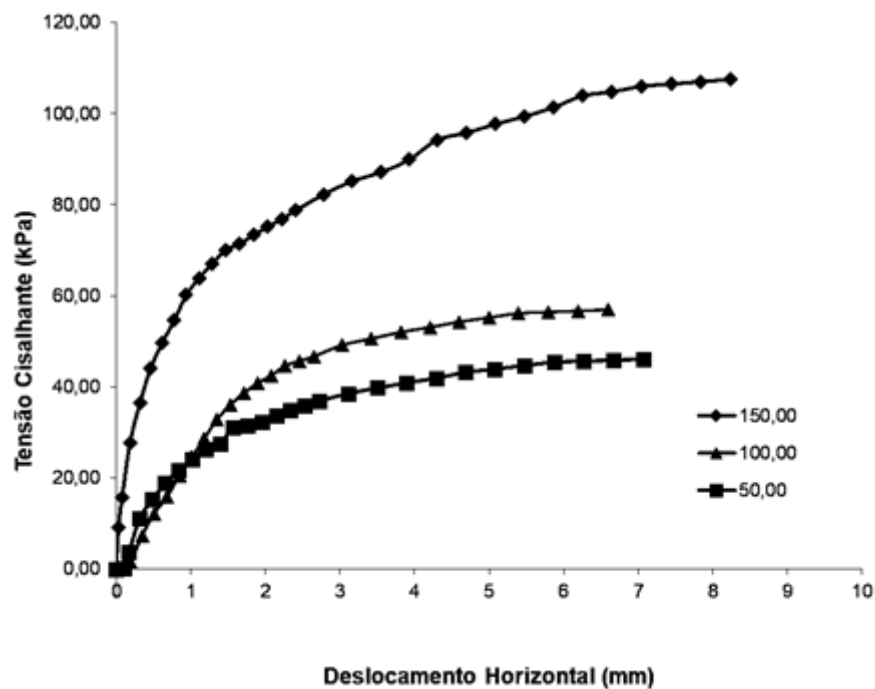
As análises necessitaram da inserção de pontos para definir a geometria do talude e sua elevação, as características que compõe seu solo e características de resistência. Os dados informados ao software foram o peso específico, coesão efetiva e ângulo de atrito, tanto do solo com umidade natural como quando saturado, além da linha piezométrica, incluída na altura da água para cada uma das quatro hipóteses estudadas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Ensaio de cisalhamento direto

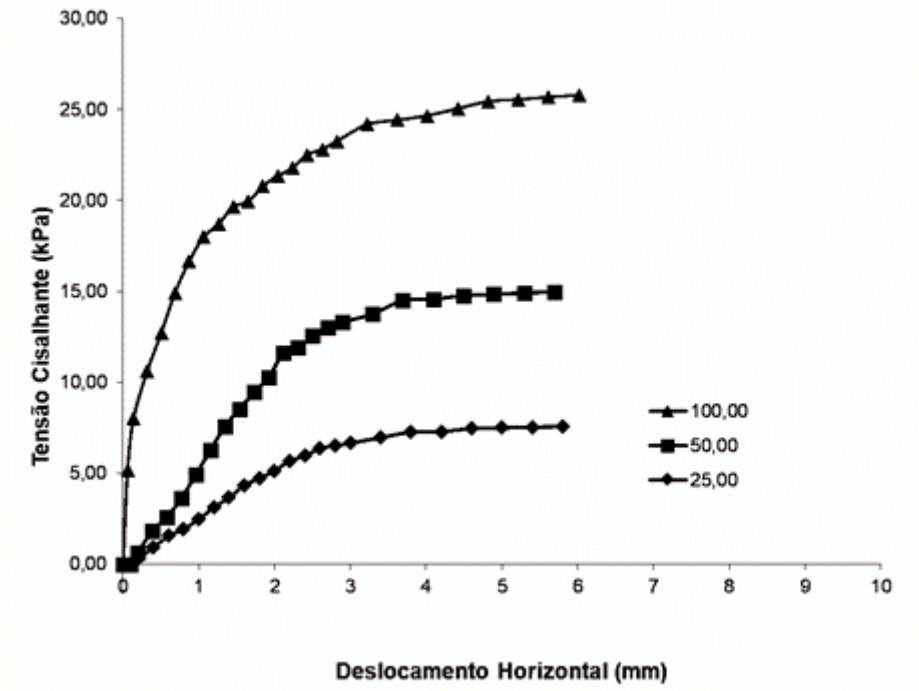
Os seis corpos de prova ensaiados e cisalhados, conforme descrito anteriormente, apresentaram as curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal apresentados nos Gráficos 3 e 4.

Gráfico 3 – Tensão cisalhante x deslocamento horizontal – umidade natural



Fonte: da autora (2018).

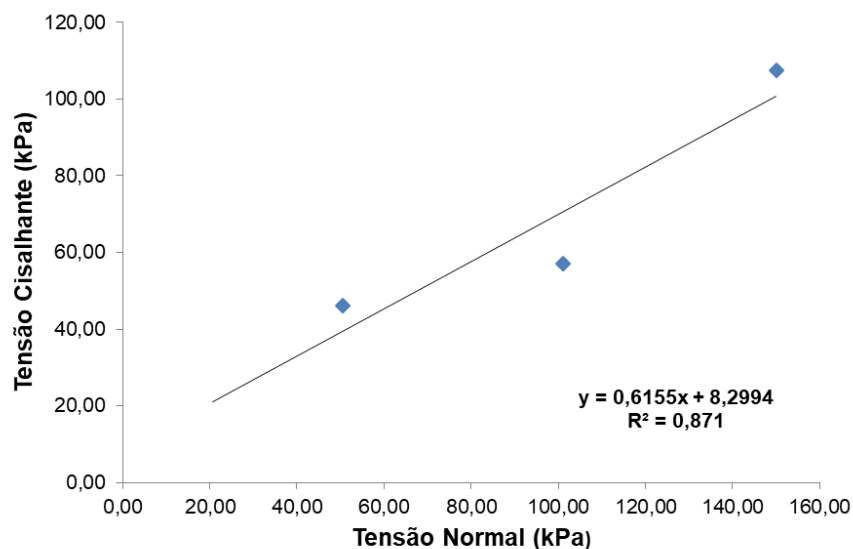
Gráfico 4 - Tensão cisalhante x deslocamento horizontal – solo saturado



Fonte: da autora (2018).

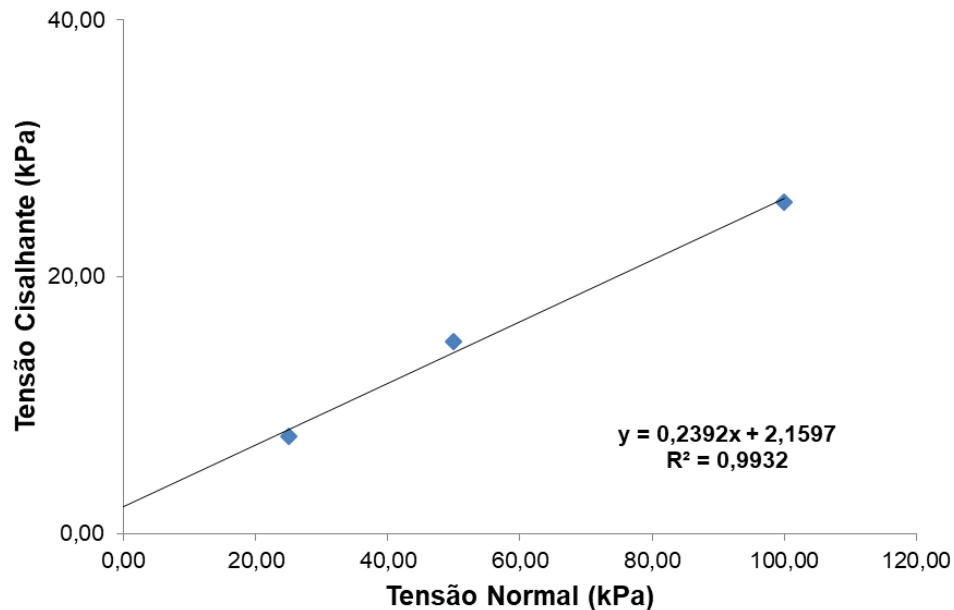
Após obtidas as tensões de cisalhamento máximas para cada tensão normal, foi possível traçar a envoltória de resistência característica do solo do talude estudado, relacionando a tensão normal com a tensão cisalhante máxima para os ensaios de condição na umidade natural e saturada. Os gráficos 5 e 6 apresentam a envoltória obtida e as equações que permitem obter a coesão do solo e seu ângulo de atrito em cada condição.

Gráfico 5 – Envoltória de resistência ao cisalhamento – umidade natural



Fonte: Da autora (2018)

Gráfico 6 – Envoltória de resistência ao cisalhamento – solo saturado



Fonte: Da autora (2018)

As tabelas 11 e 12 apresentam os índices físicos dos corpos de prova ensaiados e os parâmetros de resistência do solo nas condições umidade natural e solo saturado.

Tabela 11 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo - condição umidade natural

CP	Tensão Normal (kPa)	Peso Específico γ (kN/m³)	Umidade w (%)	Grau de Saturação S (%)
1	50 kPa	15,39	25,49	60,61%
2	100 kPa	15,52	25,54	61,68%
3	150 kPa	14,82	22,05	51,43%
Peso específico médio (kN/m³)				15,00
Parâmetros de resistência		Coesão c (kPa)		8,3
		Ângulo de atrito (°)		31,6

Fonte: Da autora (2018)

Tabela 12 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo - condição solo saturado

CP	Tensão Normal (kPa)	Peso Específico γ (kN/m ³)	Umidade w (%)	Grau de Saturação S (%)
4	25 kPa	18,23	32,82	98,33%
5	50 kPa	18,91	26,01	95,77%
6	100 kPa	18,83	28,12	98,45%
Peso específico médio (kN/m³)				18,00
Parâmetros de resistência				
Coesão c (kPa)				2,16
Ângulo de atrito (°)				13,5

Fonte: Da autora (2018)

Ao analisar os índices físicos do solo ensaiado apresentadas nas tabelas 11 e 12, nota-se que o grau de saturação do solo natural possui uma média de 55%, e o ensaio com solo saturado atingiu o objetivo, chegando a 98% de saturação, conseguindo se equivaler à realidade quando exposto à água das cheias do rio Taquari.

Os resultados obtidos a partir do ensaio de cisalhamento demonstram que o solo em sua umidade natural possui coesão de 8,3 kPa e ângulo de atrito de 31,6°. Enquanto ao ser saturado, o solo perde ainda mais sua resistência, a coesão caindo para 2,16 kPa e ângulo de atrito para 13,5°. Essa queda brusca de resistência do solo se deve ao fato da existência de coesão aparente, provavelmente pelo fenômeno de sucção do solo apresentar-se no mesmo.

Nota-se também que o peso específico médio do solo, ao ser inundado comporta considerável aumento, avançando de 15 kN/m³ na sua umidade natural, para 18 kN/m³ quando saturado.

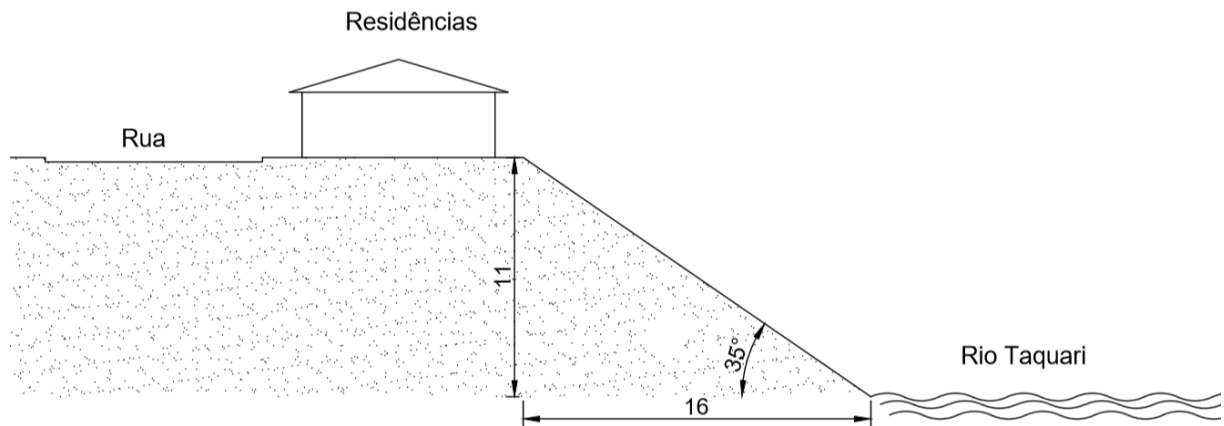
4.2 Análise de estabilidade

Para a análise de estabilidade, buscando descobrir o Fator de Segurança FS para diferentes hipóteses e diferentes métodos, utilizou-se o *software* GeoStudio 2018, versão 9.1.0.16306 para estudantes, na análise SLOPE/W.

Com os dados da geometria do talude, apresentadas na Figura 36, e as características de resistência do solo, pôde-se verificar o FS do talude pelos métodos

permitidos pelo software: Fellenius, Janbu, Bishop, Spencer e Morgenstern-Price, caracterizados anteriormente.

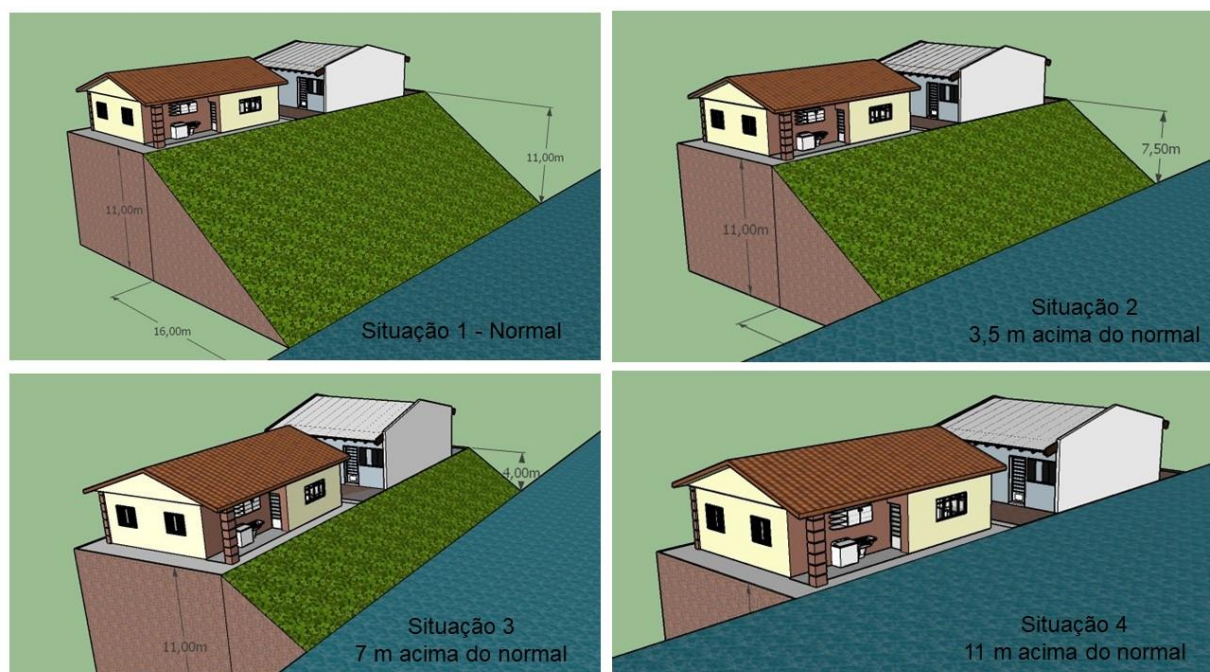
Figura 36 – Geometria do talude na condição normal do rio



Fonte: da autora (2018).

Os cinco métodos foram utilizados para verificar o FS de quatro principais situações apresentadas na Figura 37: Com o rio em sua altura normal, na altura de 3,5 metros, nos 7 metros e aos 11 metros, atingindo as residências do local. Essas alturas representam a altura do rio em períodos de grande precipitação pluviométrica.

Figura 37 – Quatro situações do nível do rio utilizadas no *software*



Fonte: da autora (2018).

As quatro simulações foram realizadas separadamente, adicionando os valores de coesão de 8,3 kPa, ângulo de atrito de 31,6 ° e peso específico de 15 kN/m³ para os níveis acima da água e os valores de coesão de 2,16 kPa, ângulo de atrito de 13,5° e peso específico de 18 kN/m³ para o solo atingido pela água do rio.

Na primeira situação, quando o nível do rio está em altura normal, as características de resistência dos 11 metros do solo foram as mesmas, para solo com umidade natural. Na segunda, foram colocadas características de solo inundado até 3,5 m e acima disso, características de umidade natural. Na terceira simulação, o nível da água estava em 7 m, por isso o solo possui características de solo saturado até os 7 m e os 4 m acima receberam características de solo natural. E a última simulação, quando o rio estaria atingindo as residências, o solo recebeu apenas característica de resistência quando o solo está inundado.

A tabela 13 apresenta os resultados de FS obtidos em cada simulação, a partir dos métodos de cálculo permitidos pelo software. Pode-se observar que os valores obtidos pelos métodos Morgenstern-Price e Spencer são iguais, pois foi feita a utilização de $f(x) = \text{constante}$, como comentado no item 2.5.2.2.1.5.

Tabela 13 - Fator de Segurança obtido

Método	Situação 1	Situação 2	Situação 3	Situação 4
Morgenstern-Price	1,777	1,006	0,849	0,735
Spencer	1,777	1,006	0,849	0,735
Bishop	1,787	1,010	0,848	0,738
Janbu	1,575	0,979	0,801	0,677
Fellenius	1,607	0,959	0,759	0,741

Fonte: Da autora (2018)

Conforme apresentado na tabela 1 no item 2.5.2.1, o FS mínimo solicitado pela NBR 11682 (ABNT, 2009) é de 1,2. A partir deste dado, pode-se afirmar que o talude está estável apenas quando o nível de água está no nível normal do rio, onde o solo apresenta características de atrito e coesão mais altas. Porém, em períodos chuvosos, onde o nível de água pode estar mais alto, o FS do talude diminui consideravelmente, correndo risco de ruir e colocar a vida dos moradores em perigo.

Pode-se notar que a situação 4, onde o nível de água atinge as moradias, a 11 m de altura, é a situação com o FS mais baixo em todos os métodos de cálculo. Como nessa situação o solo se encontraria nos 11 m com baixa coesão e atrito, pode-se afirmar que esse é o principal fator que pode levar o talude a romper futuramente.

Também é importante notar que mesmo nas situações 2 e 3, o FS está abaixo do que permitido pela norma, significando que se encontra instável quando o nível de água aumenta, o que é comum em períodos de cheias.

As simulações, apresentadas nos Apêndices A, B, C e D, permitem a afirmação de que os métodos de cálculo do FS menos críticos, neste caso, são os de Morgenstern-Price e de Spencer, que apresentaram os mesmos valores em todas situações, e os mais críticos são os de Janbu, nas situações 1 e 4, e de Fellenius, nas situações 2 e 3.

4.3 Estabilização do talude

A análise da estabilidade do talude, através dos ensaios de cisalhamento e simulações realizadas no SLOPE/W demonstraram que o talude apresenta FS 1,7 quando está com umidade natural, sendo considerável estável conforme NBR 11682 (ABNT, 2009). Porém, quando o nível de água aumenta, o FS diminui consideravelmente, para 1 quando o nível de água está a 3,5 m, para 0,85 quando está a 7 m e 0,73 quando está a 11 m, colocando o talude em grande risco de deslizamento. Para que isso não ocorra, há a possibilidade de utilizar um ou mais métodos de estabilização.

A primeira medida a ser tomada, visando a diminuição da possibilidade de saturação do talude, seria a instalação de sistema de coleta de água de chuva pelos telhados, com o encaminhamento da água para a rede pluvial.

Devido a localização das moradias na parte superior do talude, não há a possibilidade de reduzir sua inclinação. Ambas as casas já se encontram com o talude íngreme logo após o final das construções, o que inclusive não é adequado para a segurança das famílias.

Há diversos estudos em relação a eficiência de certas espécies de vegetação em relação a estabilidade de taludes, onde as espécies com raízes mais profundas conseguem impermeabilizar uma porcentagem do solo e assim torná-lo mais estável, como descrito no item 2.7.1. O talude objeto de estudo possui vegetação, porém a mesma poderia ser substituída por outra espécie mais eficiente, como o capim vetiver, estudado e indicado por Barbosa e Lima (2013).

A drenagem do local é um dos fatores mais importantes e deveria ser instalada juntamente com outros métodos de estabilização. A água precisa ser impedida de permanecer no solo, já que é a principal causadora da instabilização do mesmo. A introdução de drenos e canaletas, juntamente com manutenção e limpeza periódica, é essencial para impedir a saturação do solo.

Outra solução viável seria a construção de muro reforçado com fibras poliméricas para o reforço do talude, que controlaria a erosão causada pelo rio e impediria a possibilidade de colapso do mesmo, além de aumentar a segurança das famílias residentes.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo analisar a estabilidade de um talude localizado na beira do Rio Taquari, na cidade de Arroio do Meio/RS. Foram feitos ensaios de laboratório para caracterização do solo, ensaio de cisalhamento para busca de informações de resistência do mesmo e análise da estabilidade do talude buscando seu FS através do *software* GeoStudio, na análise SLOPE/W. Após a análise, foram indicadas medidas viáveis para sua estabilização.

Conforme pôde-se ver na revisão bibliográfica, os deslizamentos ocorrem em todo o mundo e na maioria das vezes são causados por chuvas torrenciais, em períodos de grande precipitação pluviométrica. Eles têm causado grandes danos ao mundo, sendo responsáveis pela perda de inúmeras vidas. Algumas das perdas poderiam ser impedidas caso houvesse uma melhor gestão de moradias nas cidades, demonstrando a importância da pesquisa do assunto.

Os ensaios de cisalhamento direto possibilitaram saber que o solo, em sua umidade natural, apresenta coesão de 8,3 kPa e ângulo de atrito de 31,6°, enquanto quando inundado, a resistência baixa, indo sua coesão para 2,16 kPa e ângulo de atrito para 13,5°. Juntamente com estes dados, pôde-se analisar através do *software*, que o FS do talude, quando está com o nível de água normal, é considerado estável por ser em torno de 1,7. Porém, quando o nível de água sobe, apresenta grande queda do FS, indo para 1 quando o NA está em 3,5 m, para 0,8 quando o NA está em 7 m e por fim, para 0,7 quando o NA sobe para 11m, ao atingir as residências.

De acordo com os dados obtidos durante a pesquisa, é possível afirmar que o talude objeto de estudo se encontra estável quando o solo possui sua umidade natural, porém seu FS diminui consideravelmente quando o nível de água aumenta, o tornando instável, necessitando de intervenção para evitar acidentes.

Através de tudo isso, percebe-se que o aprofundamento do estudo de taludes de locais suscetíveis a deslizamentos deve ser incentivado, tornando possível sua estabilização ou remoção de famílias com moradia nestes locais, a fim de evitar a perda de mais vidas. Além disso, é fundamental que as prefeituras saibam quais são os locais que já apresentaram algum deslizamento para impedir que aconteçam construções nestes locais.

Foram indicadas algumas possibilidades de tornar o talude mais estável, como a plantação de espécies de vegetação que aumentam a estabilidade do talude ou a construção de muro reforçado com fibras poliméricas, ambas junto com a implantação de drenagem eficiente no local.

REFERÊNCIAS

ALHEIROS, Margareth Mascarenhas et al. Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife. **Programa Viva o Morro**, 1ª ed. FIDEM, Recife, 360p, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080**: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Montgomery Country, 2011.

ARROIO DO MEIO (Município). **Plano Diretor de Arroio do Meio**. Lei nº 3.288, de 06 de março de 2014. Disponível em: <<http://www.arroiodomeiros.com.br/>>. Acesso em: 01 nov. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

AGUIAR, Vinícius Roberto de. Ensaio de rampa para estudo da resistência de interfaces solo-geossintético. 2003.

BARBOSA, Michele Cristina Rufino; LIMA, Hernani Mota de. Resistência ao cisalhamento de solos e taludes vegetados com capim vetiver. 2013.

BARNES, Graham. **Mecânica dos solos: princípios e práticas**. Elsevier, 2016.

BODÓ, Béla; JONES, Colin. **Introdução à mecânica dos solos**. 1ª ed. – Rio de Janeiro. LTC, 2017.

Brasil. Ministério das Cidades / Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT **Mapeamento de riscos em encostas e margem de rios** / Celso Santos Carvalho, Eduardo Soares de Macedo e Agostinho Tadashi Ogura, organizadores – Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 176 p., 2007.

BRITO, Carlos Caldas de. Programação dinâmica aplicada à análise de estabilidade de taludes não saturados. **Dissertação de mestrado**. Publicação G.DM – 109/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 139 p., 2003.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra: volume 2**. 6ª ed. e reimp. – Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros; RODRIGUES, José Martinho de Azevedo. **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra: volume 2**. 7ª ed. – Rio de Janeiro. LTC, 2017.

CARVALHO, Pedro Alexandre Sawaya de. Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias. **São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) – Departamento de Estradas e Rodagem (DER)**, 1991.

CHADE, Jamil. Deslizamento é um dos dez maiores do mundo, diz ONU. **O Estado de S. Paulo**. São Paulo, 14 jan. 2011. Disponível em: <<https://sao-paulo.estadao.com.br/noticias/geral,deslizamento-e-um-dos-dez-maiores-do-mundo-diz-onu-imp-,665962>>. Acesso em 07 nov. 2018.

CHEGA a 320 número de mortos em deslizamento de terra na Colômbia. **Exame**, São Paulo, 06 abr. 2017. Disponível em: <<https://exame.abril.com.br/mundo/chega-a-320-numero-de-mortos-em-deslizamento-de-terra-na-colombia/>>. Acesso em 07 nov. 2018.

CHIOSSI, Nivaldo. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CRAIG, Robert F. **Craig, mecânica dos solos**. LTC Editora, 2007.

CONCEIÇÃO, Dayane de Almeida. Análise paramétrica da estabilidade de um talude grampeado. 2011. **Trabalho de conclusão de curso**. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2011.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução da 7ª edição norte americana Cengage Learning, 2011.

ECKHARDT, Rafael Rodrigo et al. Zoneamento ambiental para sistemas orgânicos de produção agropecuária no município de Arroio do Meio/RS. In: **Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto (SBSR)**, p. 4679, 2011, Curitiba. Anais INPE, 2011.

EHRlich, M.; AZAMBUJA, E. Muros de solo reforçado. In: **Simpósio brasileiro de geossintéticos**, 4.; Congresso brasileiro de geotecnia ambiental, 5, p. 81-100, Porto Alegre, 2003.

EHRlich, M. BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

FABRÍCIO, João Vicente Falabella. Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções. **Dissertação de mestrado**. Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 170 p., 2006.

FERNANDES, Mycheline de Oliveira. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Fellenius, Bishop e Jambu. **Revista Tecnologia/Fortaleza**. Nº 19, p. 91-98, 1998.

FERNANDES, Nelson Ferreira et al. Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n. 1, 2001.

FERREIRA, João Luís Ferrás. Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer. **Dissertação de mestrado**. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 144 p., 2012.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**. Oficina de Textos, 2016.

FREITAS, Marco António Coelho. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia. **Dissertação de mestrado**. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 178 p., 2011.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GERSCOVICH, Denise; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. Editora Edgard Blücher Ltda. 2ª. Ed. São Paulo, 1984.

HEIDEMANN, Marcelo. Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar - SC. **Dissertação de mestrado**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre – RS, 178 p., 2011.

KNAPETT, J. A.; CRAIG, R. F.. **Craig mecânica dos solos**. 8ª ed. – Rio de Janeiro. LTC, 2018.

LEPSCH, Igo F.. **Formação e conservação dos solos**. 2ª ed. - São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de Geotecnia**. 2ª ed. – São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MUNDIAL, Banco. Avaliação de perdas e danos: inundações e deslizamentos na Região Serrana do Rio de Janeiro - Janeiro de 2011. **Relatório elaborado pelo Banco Mundial com apoio do Governo do Estado do Rio de Janeiro**. Brasília, 2012.

OLIVEIRA, Antonio Manoel dos Santos *et al.* **Geologia de engenharia**. 1998.

ORTIGÃO, JOSÉ AR. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. LTC, 2007.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROSSI, Carlos Henrique Amaral. **Fundamentos de geologia**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

SANTOS, Eliana Fernandes. Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificação geotécnicas aplicadas aos solos tropicais. **Dissertação de mestrado**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos – SP, 145 p., 2006.

SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba dos; DAIBERT, João Dalton. **Análise dos solos: formação, classificação e conservação do meio ambiente**. 1ª ed – São Paulo. Érica, 2014.

SANTOS, Raphael Barbosa dos. Estuda da influência da rede de fluxo na análise de estabilidade de talude em Nova Friburgo – RJ. **Trabalho de conclusão de curso**. Escola Politécnica de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 62 p., 2014.

SILVA, Narali Marques da; TADRA, Rafaela Marques S.. **Geologia e pedologia [livro eletrônico]**. Curitiba. InterSaberes, 2017.

TABALIPA, Ney Lyzandro; FIORI, Alberto Pio. Influência da vegetação na estabilidade de taludes na bacia do Rio Ligeiro (PR). **Geociências (São Paulo)**, v. 27, n. 3, p. 387-399, 2008.

TONUS, Bianca Penteado de Almeida. Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar paranaense. **Dissertação de mestrado**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. Curitiba – PR, 147 p., 2009.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Slope Stability**. EM 1110-2-1902. Washington, 2003.

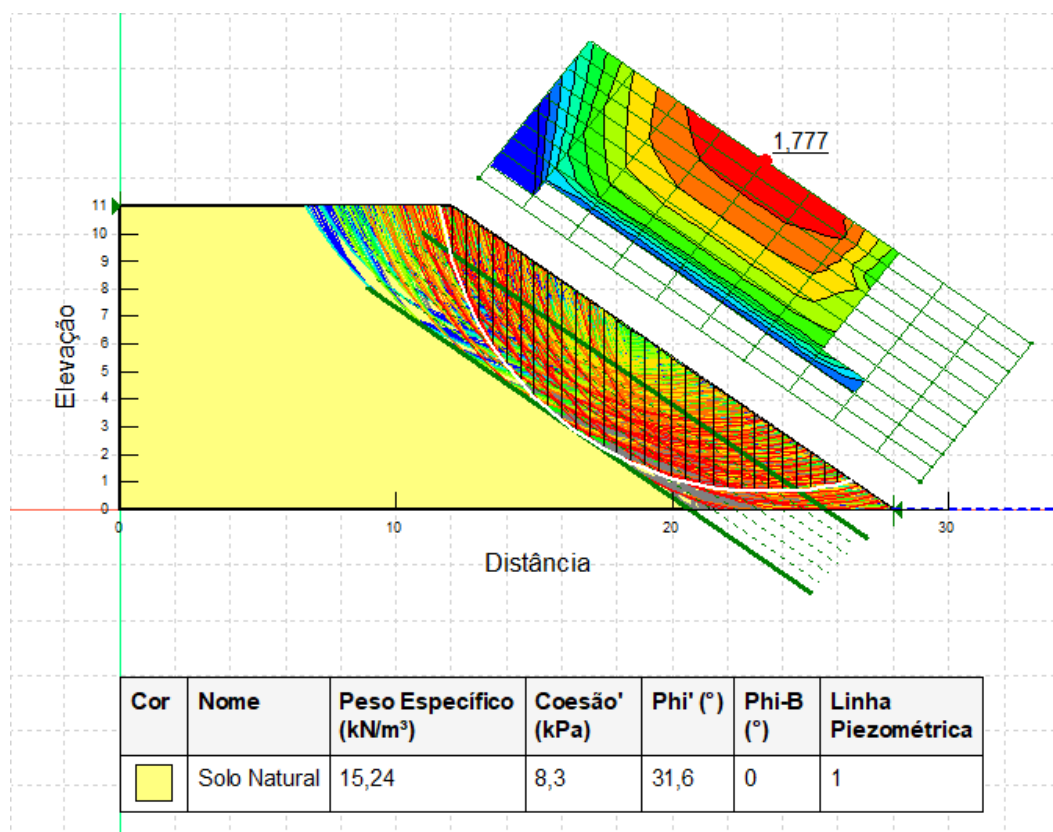
VIECILI, Cristiano. Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto. **Trabalho de Conclusão do Curso**. Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 76p, 2003.

YOMURA, D. M.; DYMINSKI, A. S. Análise de estabilidade de talude coluvionar da Serra do Mar do Paraná considerando diferentes condições de fluxo no subsolo. In: **V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. São Paulo-SP**. 2009.

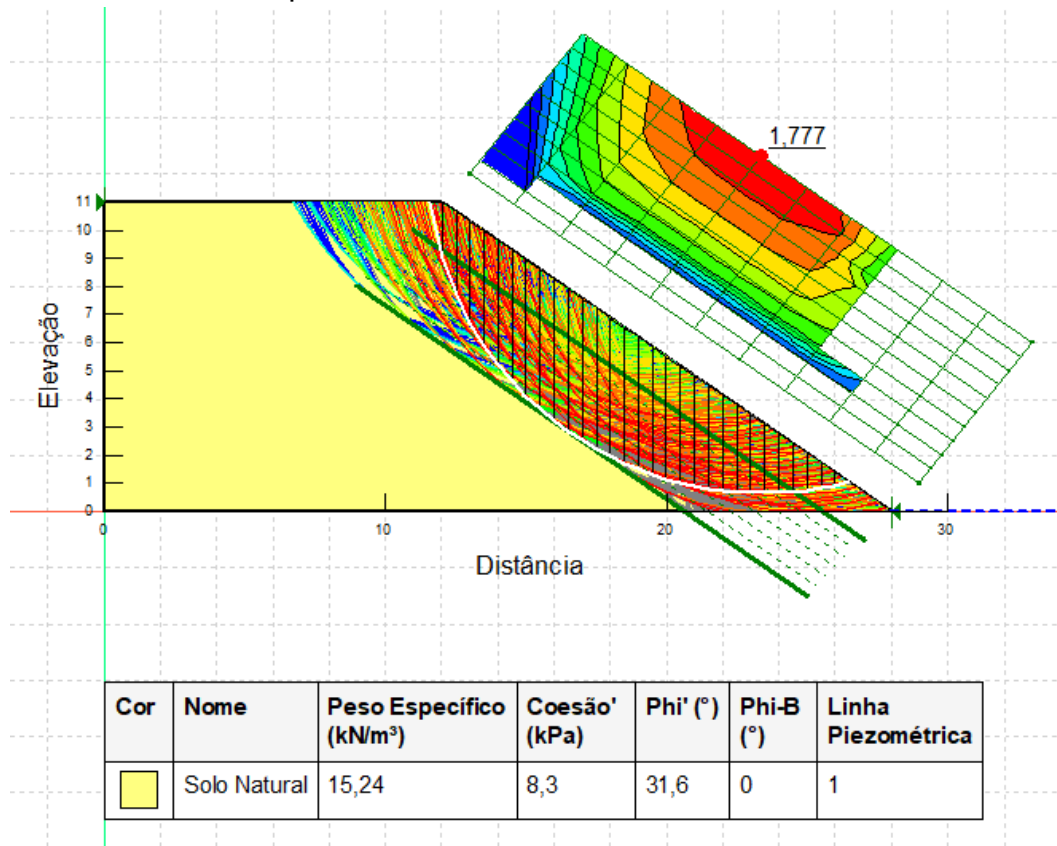
APÊNDICE

APÊNDICE A – Fatores de segurança gerados pelo *software* GeoStudio, análise SLOPE/W, para a situação normal do rio.

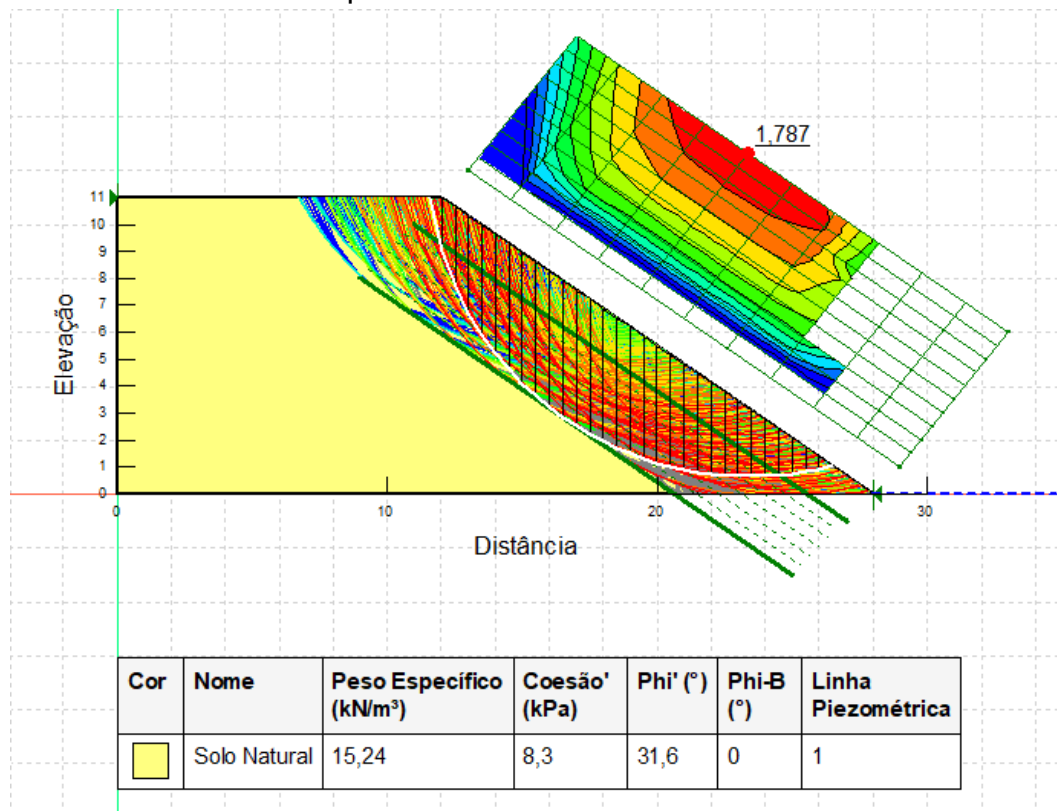
- Método de Morgenstern-Price:



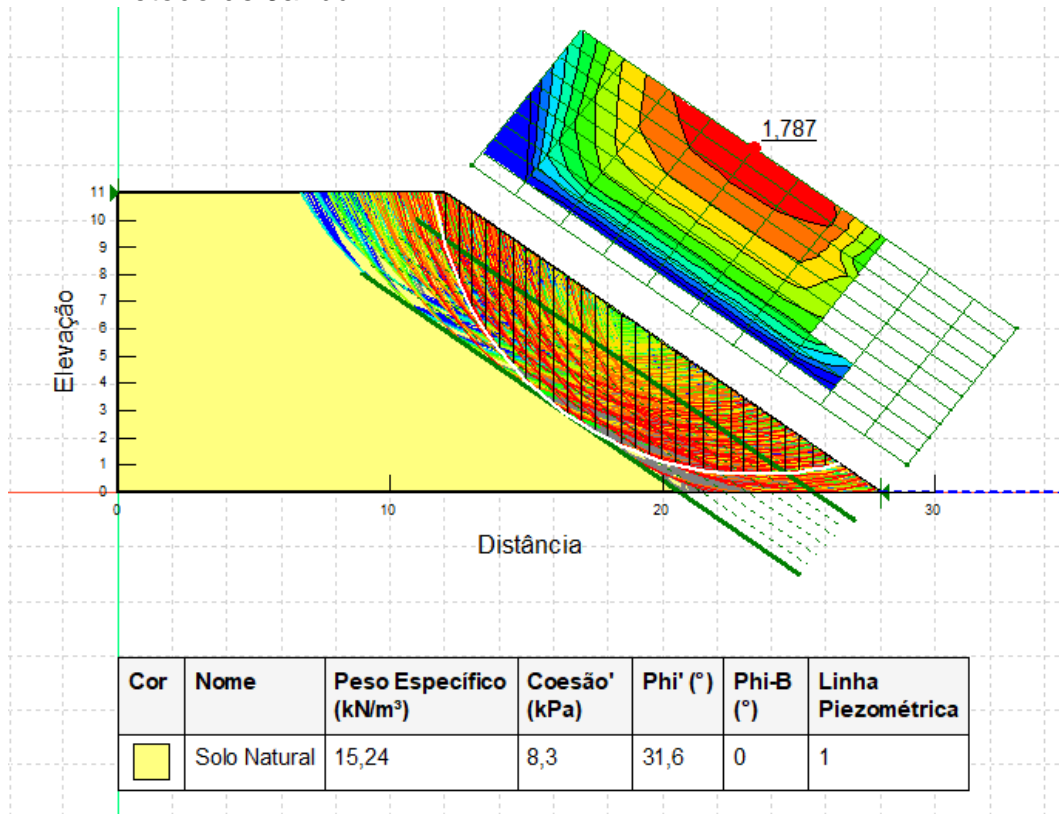
- Método de Spencer:



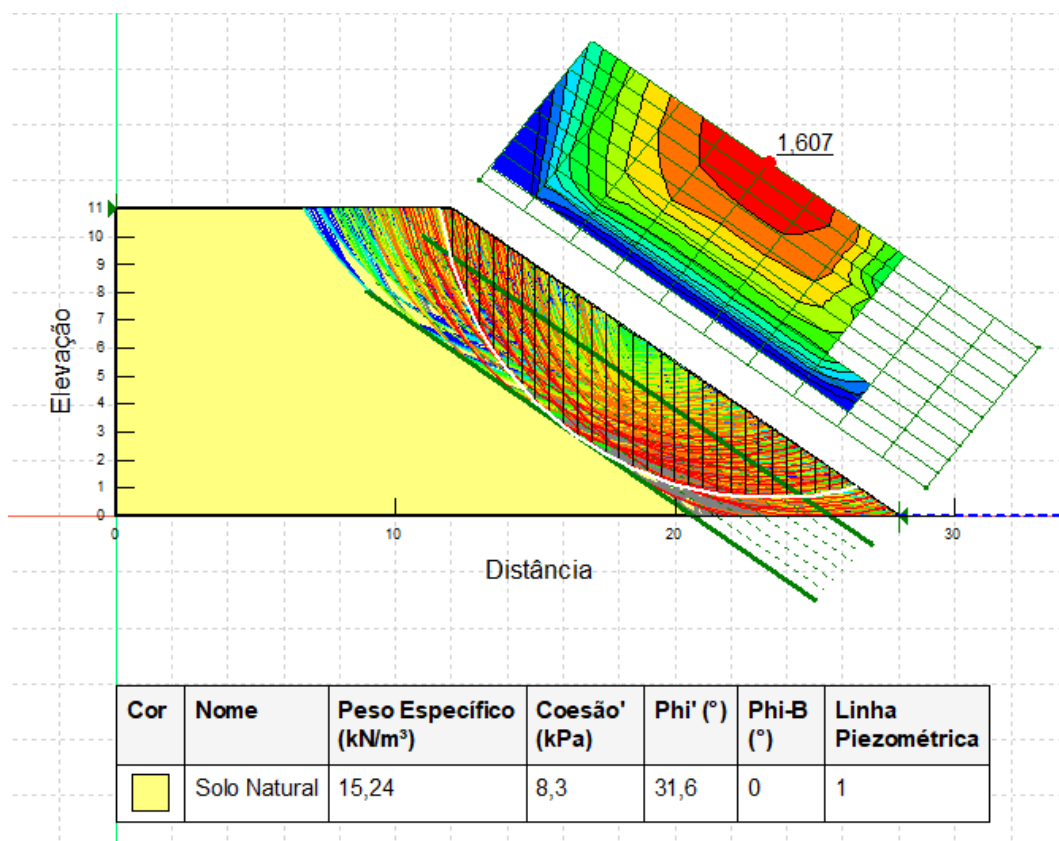
- Método de Bishop:



- Método de Janbu:

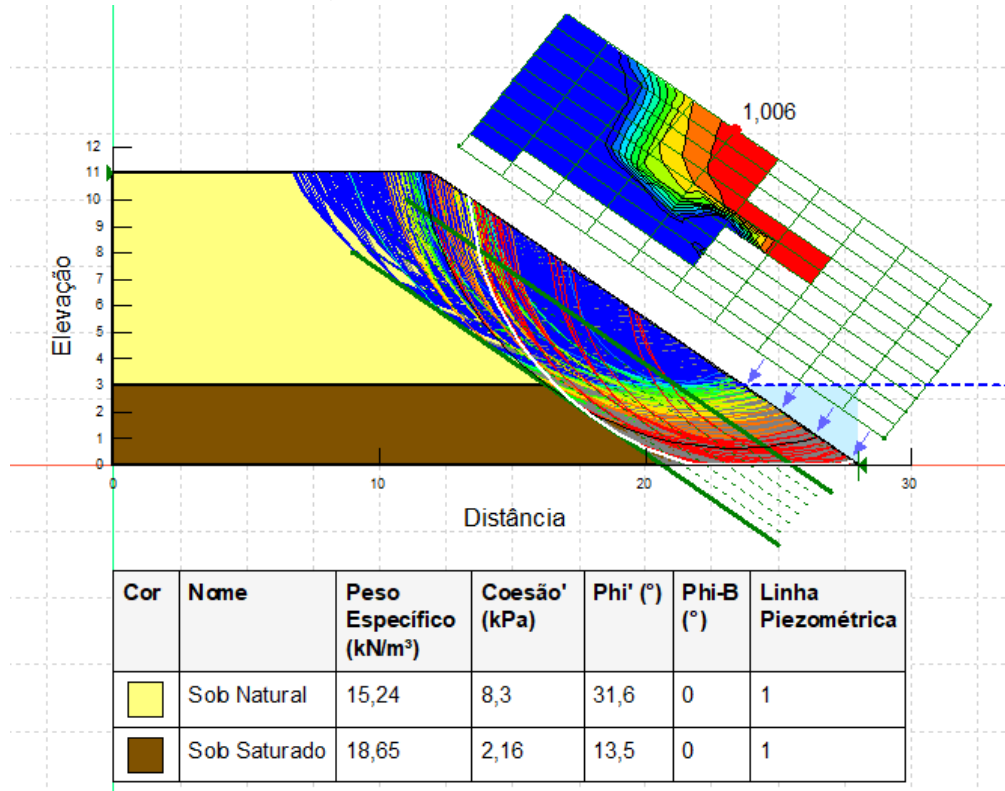


- Método de Fellenius:

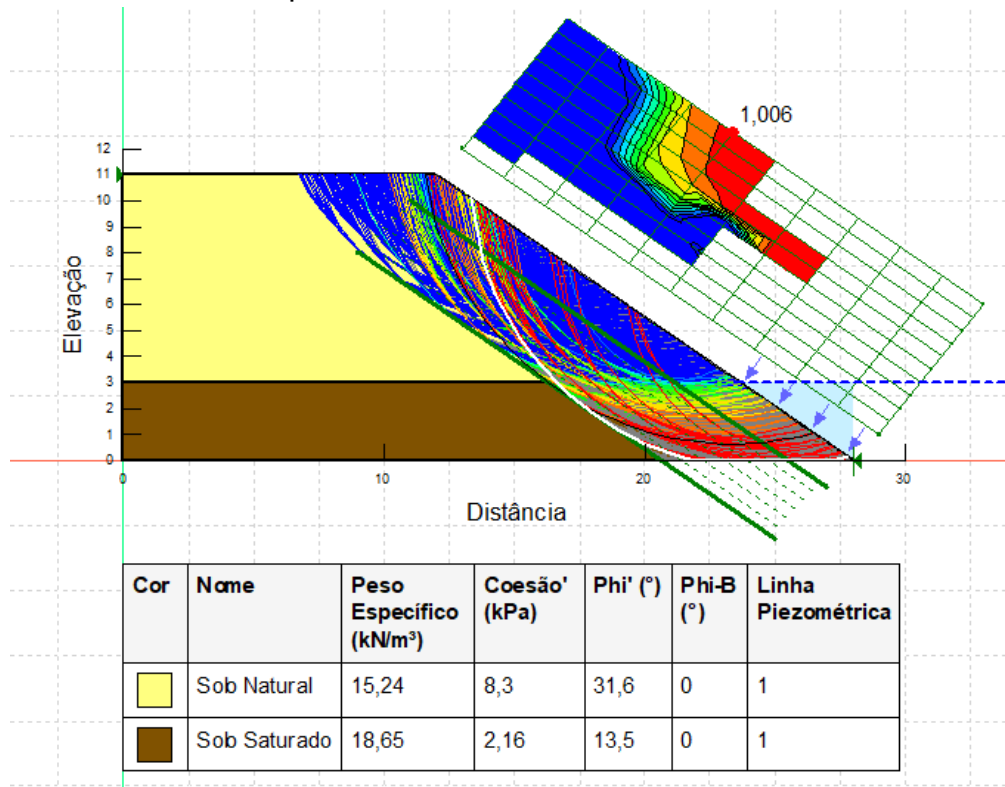


APÊNDICE B – Fatores de segurança gerados pelo *software* GeoStudio, análise SLOPE/W, para o rio na situação de 3,5 m de elevação.

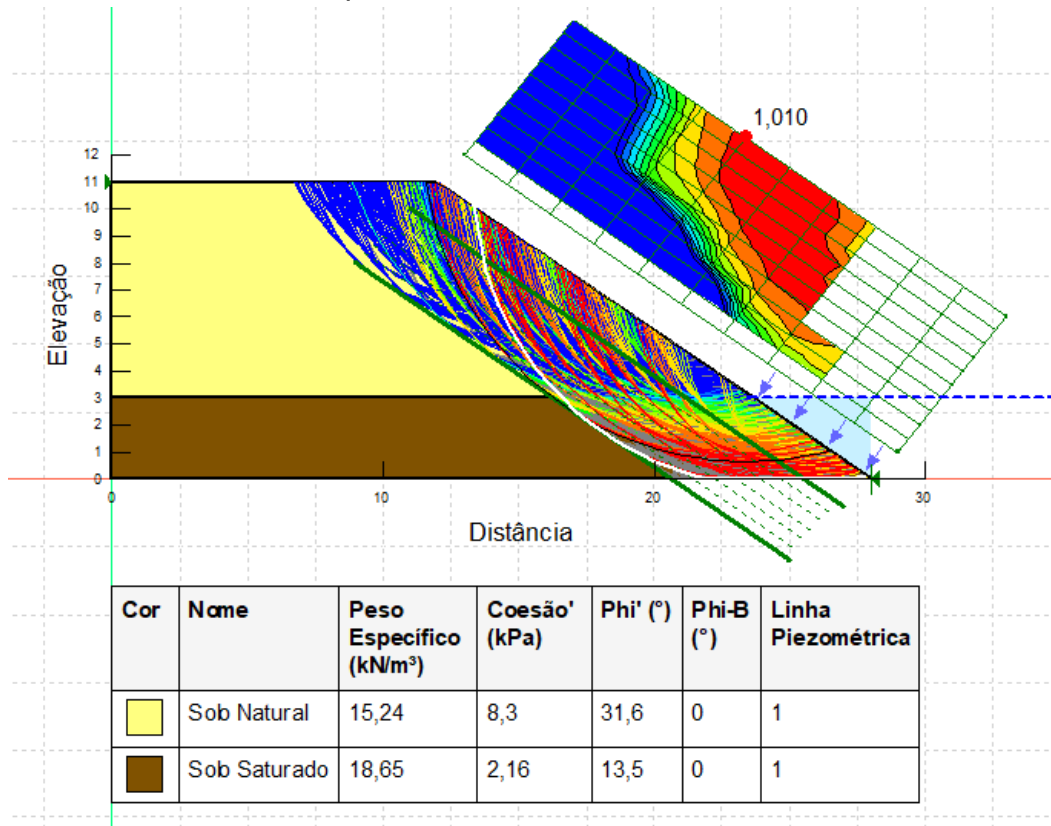
- Método de Morgenstern-Price:



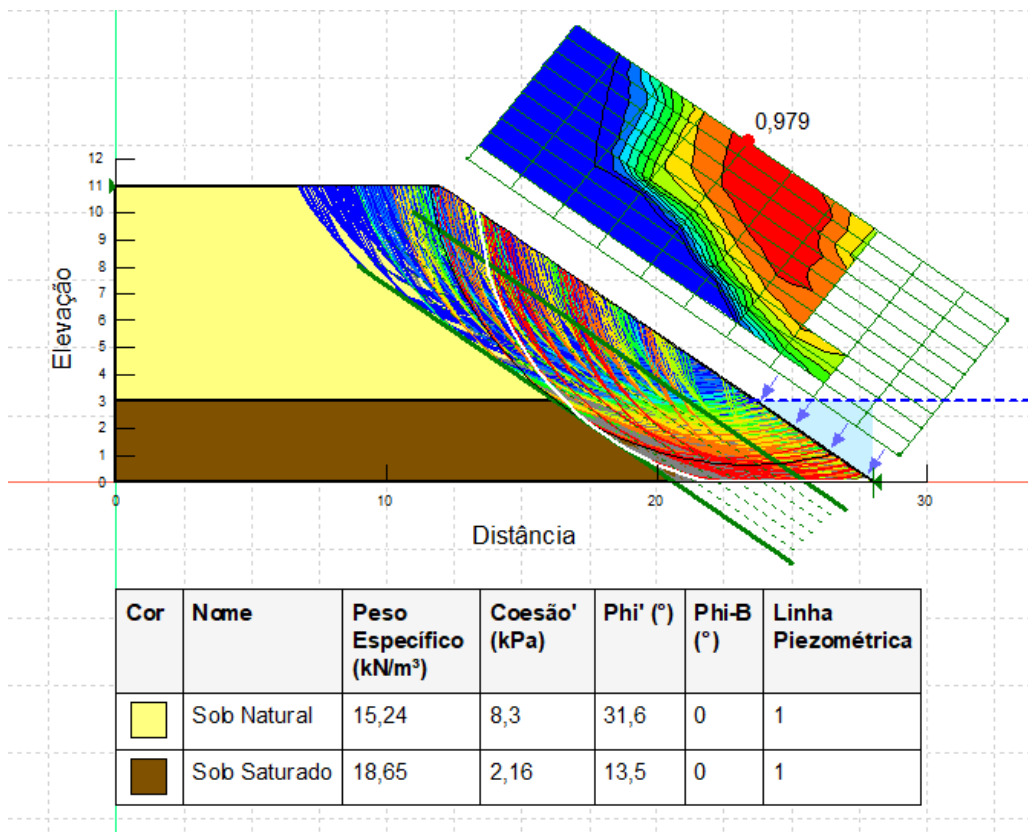
- Método de Spencer:



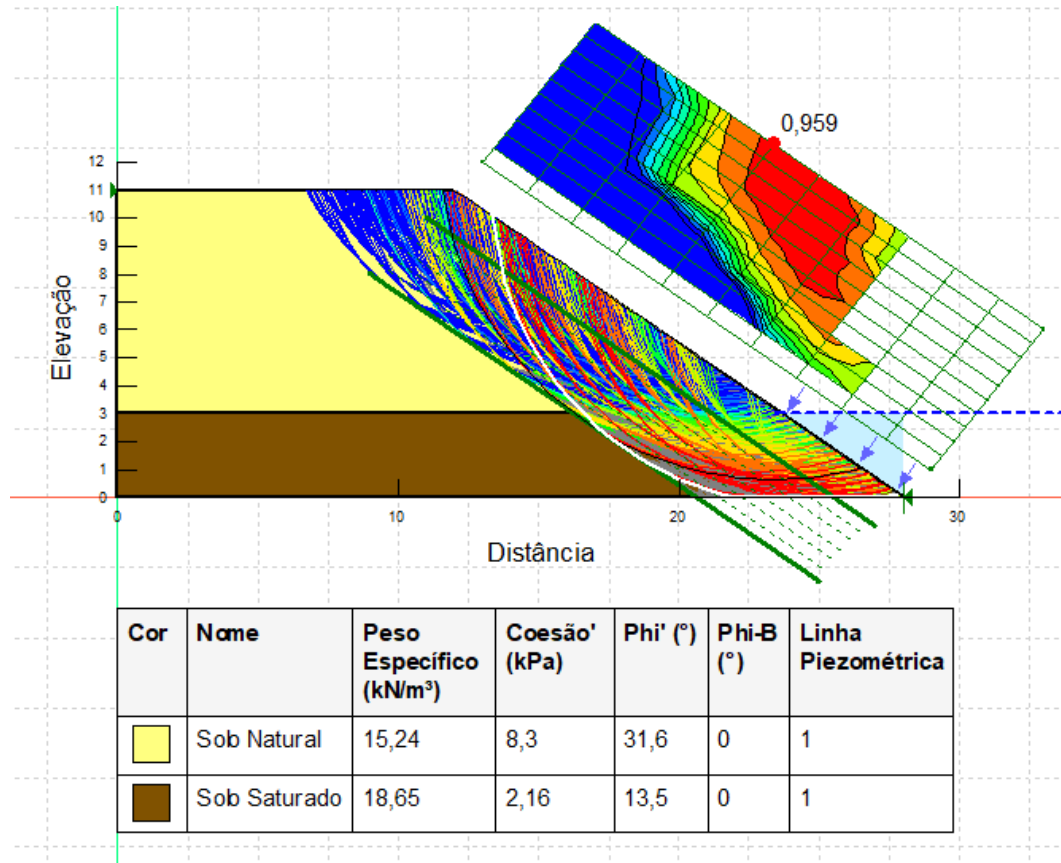
- Método de Bishop:



- Método de Janbu:

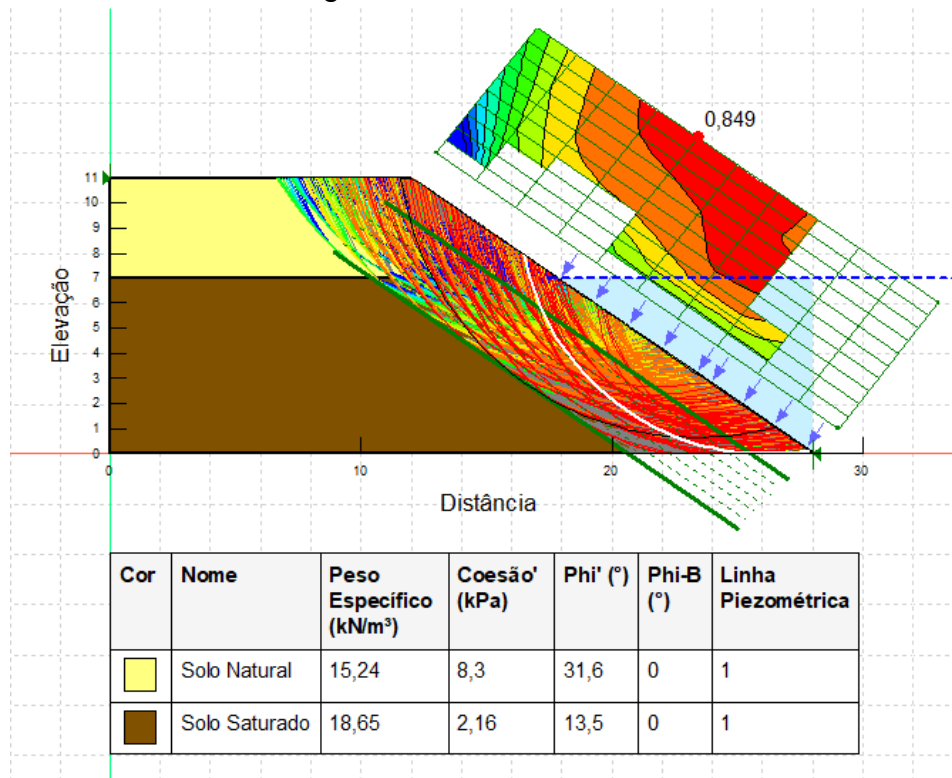


- Método de Fellenius:

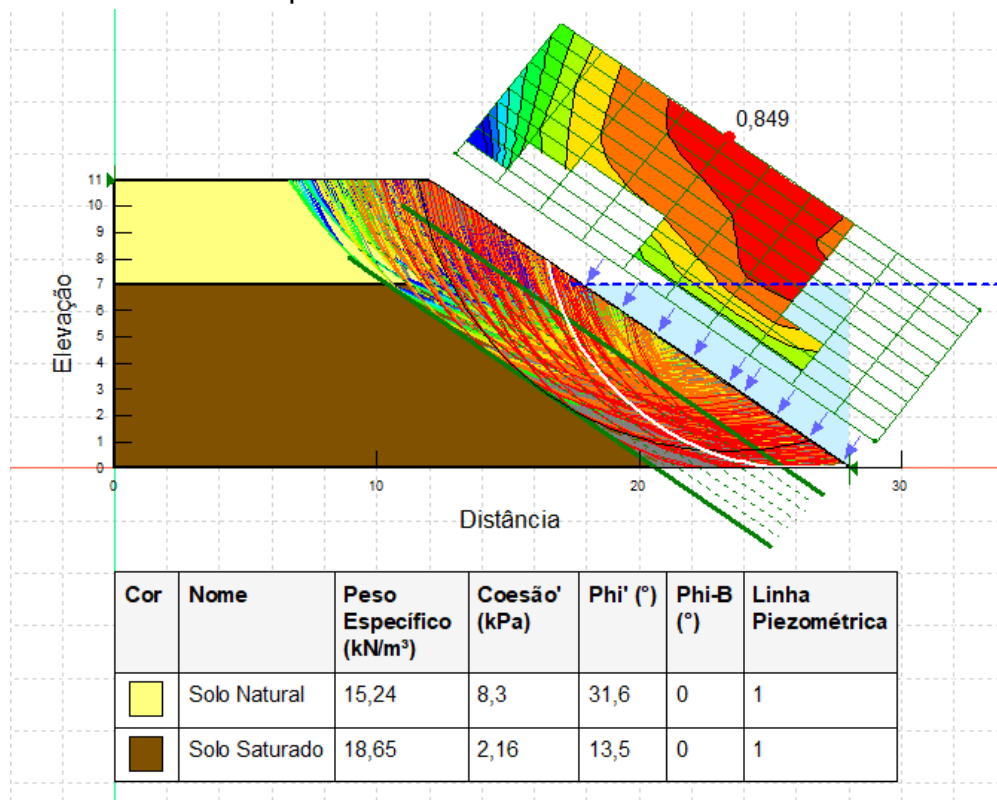


APÊNDICE C – Fatores de segurança gerados pelo software GeoStudio, análise SLOPE/W, para o rio na situação de 7 m de elevação.

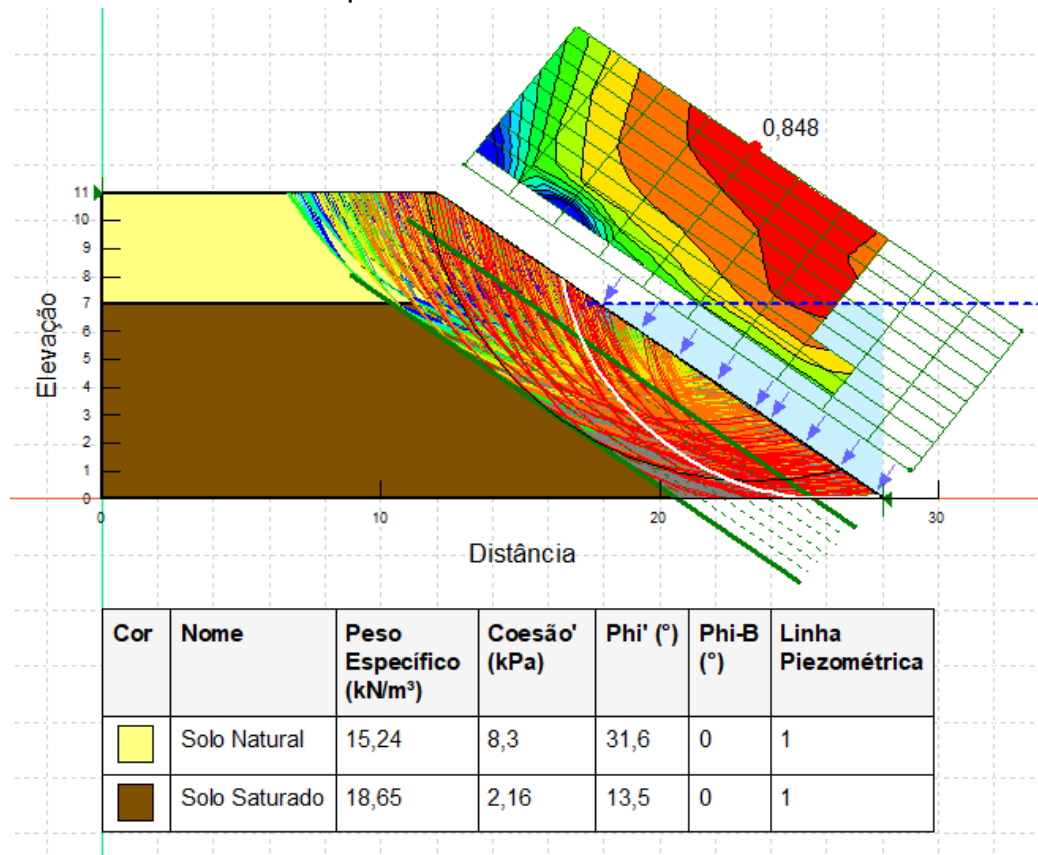
- Método de Morgenstern-Price:



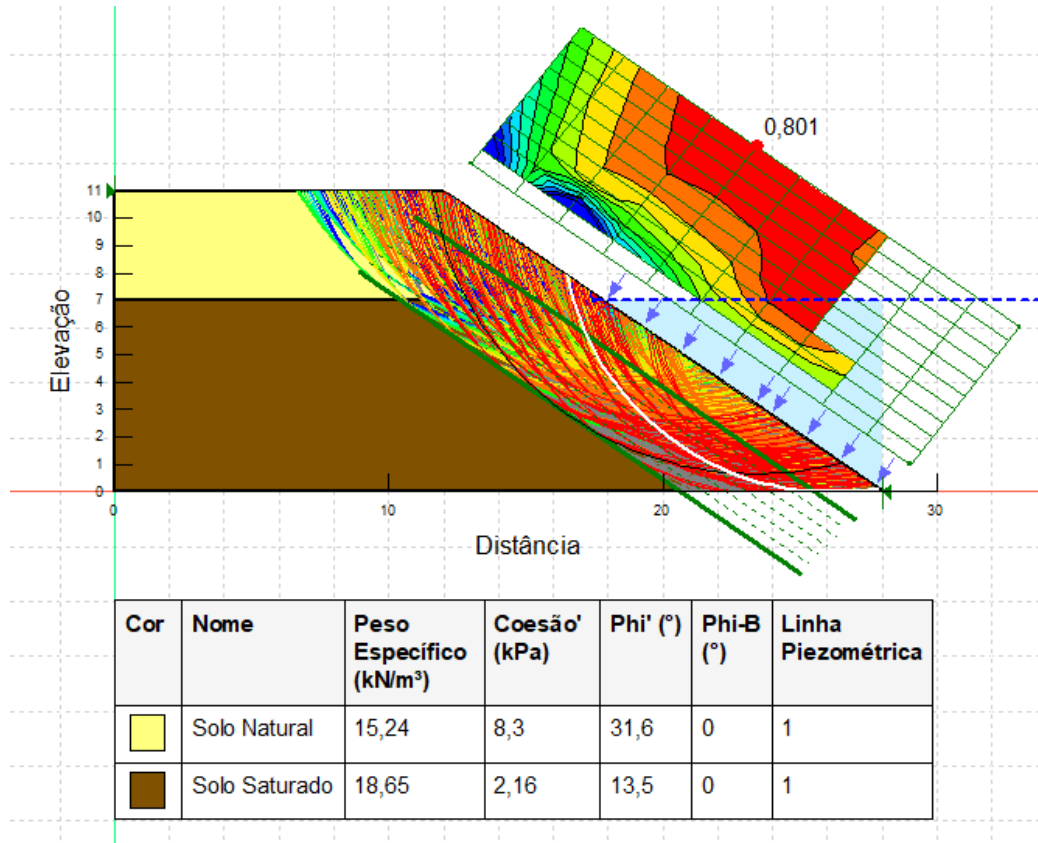
- Método de Spencer:



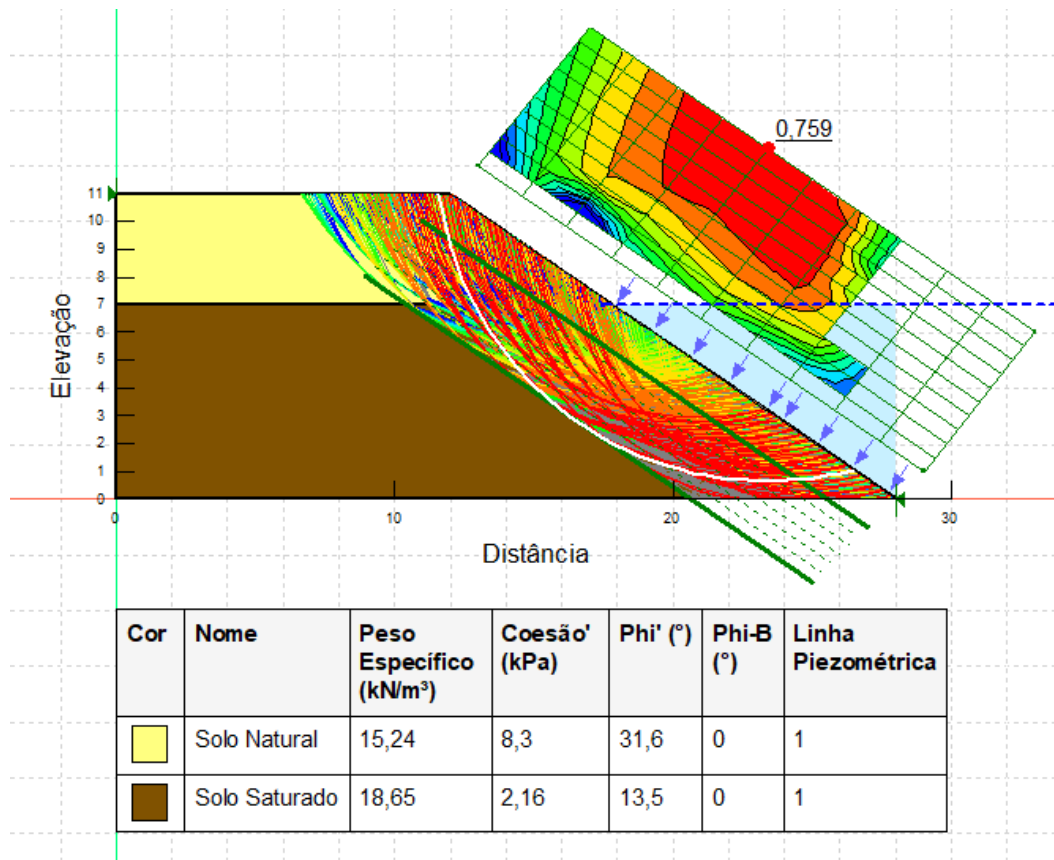
- Método de Bishop:



- Método de Janbu:

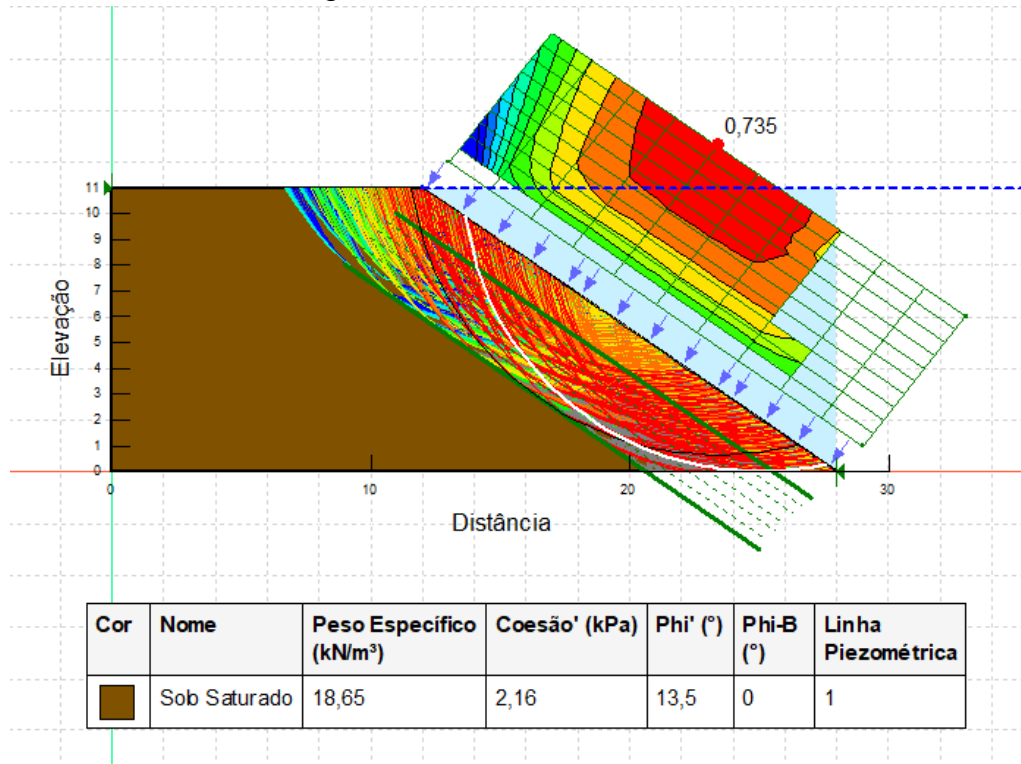


- Método de Fellenius:

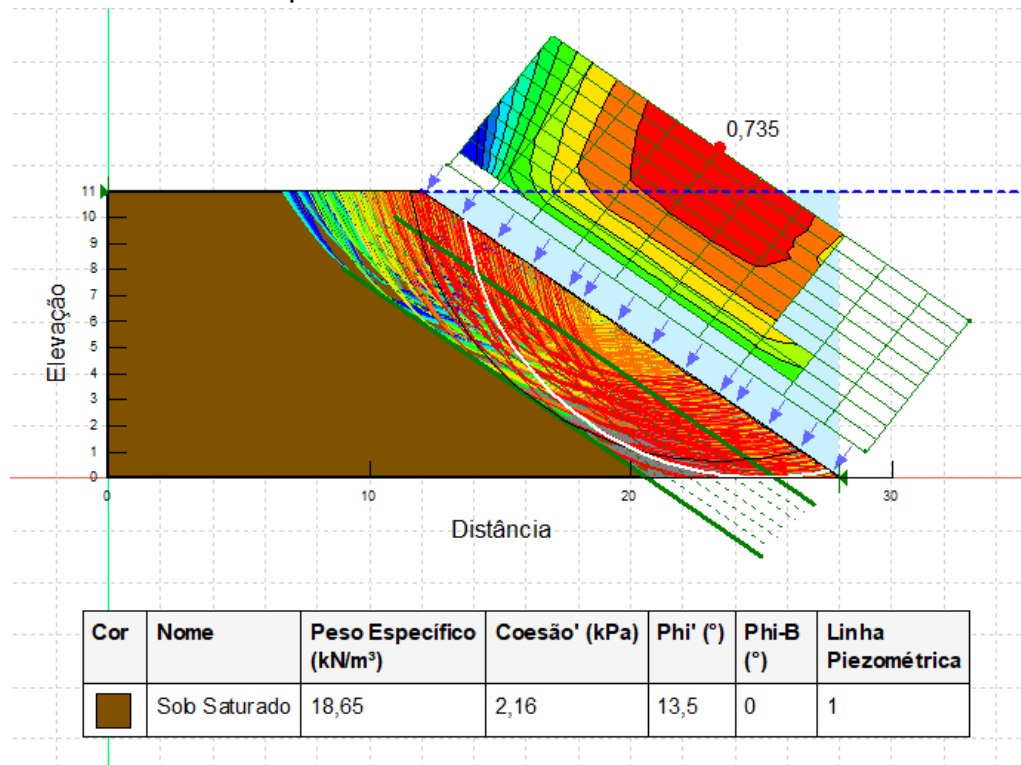


APÊNDICE D – Fatores de segurança gerados pelo *software* GeoStudio, análise SLOPE/W, para o rio na situação de 11 m de elevação, atingindo as residências.

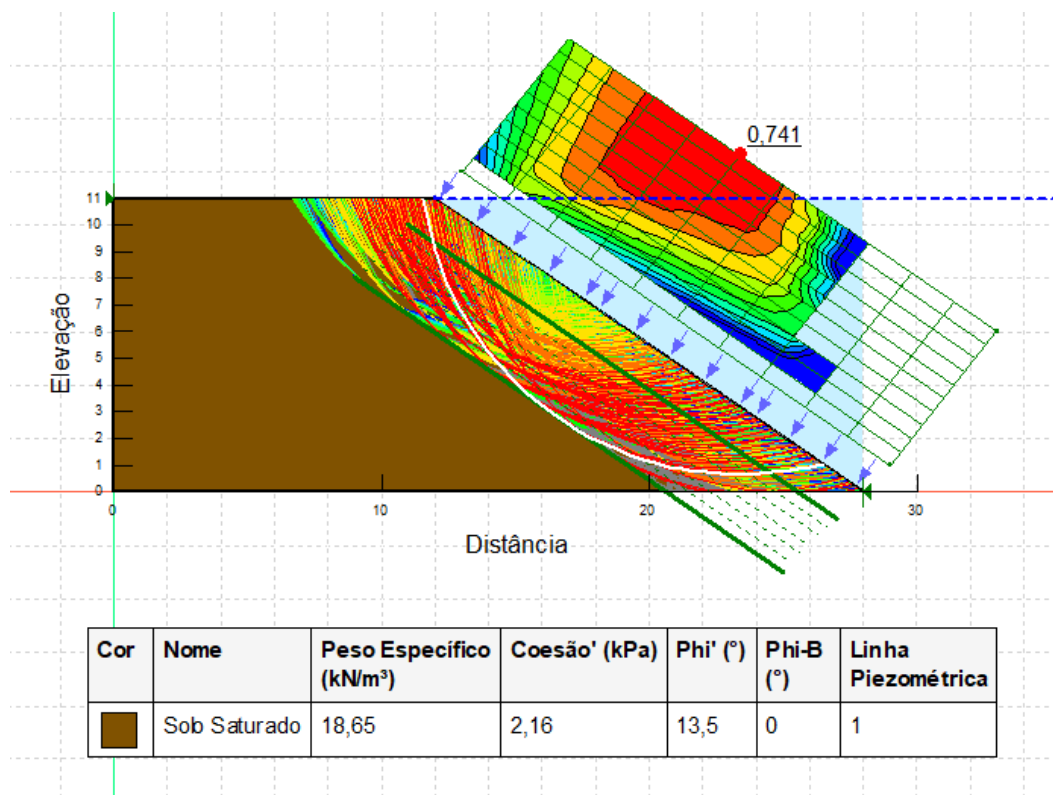
- Método de Morgenstern-Price:



- Método de Spencer:



- Método de Fellenius:





UNIVATES

R. Avelino Tallini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95900.000 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000
www.univates.br | 0800 7 07 08 09